

VERIFICAÇÃO EXPERIMENTAL DE UM NOVO SISTEMA ESTRUTURAL  
PARA PONTES DE GRANDES VÃOS

YOSIAKI NAGATO

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIA (M.Sc.)

Aprovada por:

Arceide Henriques  
Sydney Lou  
Fernando Luiz B. Barreiros  
Presidente

RIO DE JANEIRO  
ESTADO DA GUANABARA - BRASIL  
DEZEMBRO DE 1968

## S Y N O P S I S

This work deals with an experimental study on the behaviour of the structural system named "Beam with Hanging Effect" conceived by Mr. Antonio Alves de Noronha Filho. A first study on the behaviour and on the design method of this type of structure was made by analytical means. The structure uses an association of general principles of suspension bridges and concrete bridges. An ultimate load test on a model of a "beam with hanging effect" was performed, and the results are presented in tables and graphs and are briefly discussed and compared with analytical values. The performed test brought important information on the behaviour of the structure, mainly on the influence of the second order effect, but the results are insufficient for a decisive conclusion on the functional and economical feasibility of this novel structural system. For such a decisive conclusion more complete studies and some other tests would be necessary.

A meus pais,  
com profundo respeito e  
sincero reconhecimento.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. George Pincus pela orientação geral.

Ao Prof. Luiz Bevilacqua que sugeriu-nos êsse assunto e incentivou-nos sempre.

Ao Prof. Fernando Luiz Lobo B. Carneiro pela valiosa orientação na realização do ensaio e na análise dos resultados.

Ao Dr. Antônio Alves de Noronha F<sup>o</sup> por ceder-nos o projeto para o ensaio e pela ajuda financeira.

Ao Dr. Ernani Diaz pela inestimável ajuda e orientação na preparação do ensaio.

À STUP e à SIKA pelos serviços executados.

Ao ETUB e ao INT pelos ensaios em seus laboratórios.

Ao Departamento de Tecnologia Mecânica da U.F.R.J. pela utilização de suas oficinas na preparação do ensaio.

À CAPES e à COPPE pelo auxílio financeiro.

Ao Sr. Jorge Osório Santos e ao Sr. Luiz Lopes Aguiar pelo excelente trabalho de montagem da estrutura de ensaio.

A todos os professores, colegas e funcionários da COPPE, que direta ou indiretamente contribuíram para o êxito dêste trabalho.

# I N D I C E

DEDICATÓRIA	ii
AGRADECIMENTOS	iii
INDICE	iv
SINOPSE	vi
 CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	 1
 CAPÍTULO II - FUNDAMENTOS TEÓRICOS	 
2.1 - Generalidades	3
2.2 - Cálculo da estrutura a flexão	7
2.3 - Cálculo da estrutura a cortante	12
 CAPÍTULO III - PROGRAMA EXPERIMENTAL	 
3.1 - Generalidades	14
3.2 - Descrição dos elementos da figura 6	14
 CAPÍTULO IV - MONTAGEM DA ESTRUTURA DE ENSAIO	 
4.1 - Generalidades	24
4.2 - Execução das peças de concreto	25
4.3 - Furação dos perfis metálicos	26
4.4 - Peças auxiliares de madeira	27
4.5 - A montagem propriamente dita	27
 CAPÍTULO V - DESCRIÇÃO DO ENSAIO	 
5.1 - Generalidades	31
5.2 - Sistema de aplicação de carga	32
5.3 - Instrumentos de medida	32
5.4 - Primeira fase do ensaio	35
5.5 - Segunda fase do ensaio	38
5.6 - Terceira fase do ensaio	41
5.7 - Ensaios de corpos de prova de concreto e de aço	 44
 CAPÍTULO VI - RESULTADOS	 46
TABELAS E GRÁFICOS	50

## CAPÍTULO VII - DISCUSSÃO

7.1 - Carregamento de simulação do peso próprio	96
7.2 - Injeção de argamassa	96
7.3 - Momento de rutura	97
7.4 - Esfôrço cortante	97
7.5 - Flechas e rotações na fase não fissurada	98
7.6 - Escala do modelo	98
7.7 - Discussão geral	99

## CAPÍTULO VIII - CONCLUSÕES 100

## APÊNDICE

	A. 1
Carregamento de simulação do peso próprio	A. 2
Momento de rutura da viga	A. 4
Esfôrço cortante	A.10
Flecha no meio do vão e rotação no apoio	A.12
Fotografias	A.14
Bibliografia	A.25

## S I N O P S E

Com êste trabalho objetivou-se verificar experimentalmente o funcionamento do sistema estrutural em "Viga com Efeito Pênsil", idealizado pelo Engenheiro Antônio Alves de Noronha Filho. Estudou-se inicialmente o princípio de funcionamento e o método de cálculo analítico da estrutura, que é uma associação de ponte pênsil com ponte em concreto armado. Em seguida ensaiou-se um modelo reduzido de uma "viga com efeito pênsil", com 5 m de vão.

Os resultados do ensaio são apresentados sob a forma de tabelas e gráficos, e uma breve discussão sôbre êsses resultados é feita. Comparam-se os resultados do ensaio com os valores obtidos analiticamente. O ensaio do modelo, levado até a rutura, trouxe valiosos esclarecimentos sôbre o comportamento da estrutura, principalmente sôbre a influência do efeito de segunda ordem, mas os resultados obtidos não permitem ainda uma conclusão definitiva sôbre a viabilidade funcional e econômica do sistema estrutural em foco, justificando-se assim a necessidade de novos ensaios e de estudos mais completos.

## Capítulo I

### INTRODUÇÃO

As pontes são peças de extrema importância no sistema de transportes por terra, podendo em muitos casos influir diretamente em problemas de transporte pelo ar ou pela água, e não raro surge a necessidade de se construírem pontes de grandes vãos.

O Eng<sup>o</sup> Antônio Alves de Noronha F<sup>o</sup> idealizou um novo sistema estrutural para pontes de grandes vãos, aliando aos princípios das pontes pênséis os princípios das pontes em concreto armado ou protendido. Em uma conferência proferida na Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE), o Eng<sup>o</sup> Antônio A. de Noronha F<sup>o</sup> apresentou as linhas gerais de sua teoria, e o assunto despertou em nós grande interesse pois o sistema estrutural por ele idealizado será uma notável inovação no domínio das pontes de grandes vãos, caso seja comprovada sua funcionabilidade e sua viabilidade econômica. Uma ponte projetada segundo êsse novo sistema estrutural foi proposta por seu idealizador para a conexão Rio-Niterói.

Visando obter informações sobre o comportamento prático de uma ponte que seja construída com base em sua teoria, o Eng<sup>o</sup> Antônio A. de Noronha F<sup>o</sup> projetou uma viga em escala reduzida para com ela realizar um ensaio de ruptura. O Prof. Luiz Bevilacqua, Chefe do Programa de Engenharia Civil da COPPE naquela época, entrou em entendimentos com o Eng<sup>o</sup> A. A. de Noronha F<sup>o</sup> e êste concordou em ceder-nos o projeto para a realização do ensaio com o modelo reduzido, e o Prof.<sup>1</sup> George Pincus aceitou ser o orientador do nosso trabalho.

O projeto incluía a viga a ser ensaiada e a estrutura que constituiria a máquina de ensaio. Devido a certa dificuldade



de em se executar o projeto em sua forma original, e para melhor adaptá-lo ao equipamento disponível na COPPE, modificou-se parcialmente o projeto, principalmente no que se referia à máquina de ensaio. Colaborou na modificação do projeto um dos engenheiros do Escritório de Engenharia Antônio Alves de Noronha, o Dr. Ernani Diaz.

A experiência foi cuidadosamente montada, com algumas dificuldades decorrentes das condições do Laboratório de Estruturas da COPPE, ainda em fase de aparelhamento. A experiência foi parcialmente financiada pelo Escritório de Engenharia Antônio A. de Noronha, e o Dr. Ernani Diaz deu-nos toda a assistência durante a execução do projeto.

Realizamos finalmente o ensaio de rutura da " VIGA COM EFEITO PÊNSIL ", assim denominada por seu idealizador. Com o ensaio em questão visou-se a comprovação experimental da carga de rutura e de outras grandezas determinadas analiticamente, bem como coligir outros dados que permitissem uma análise mais completa do funcionamento do sistema estrutural em foco. Evidentemente não se poderá tirar conclusões definitivas com base unicamente nos resultados dêsse ensaio, mas a experiência dêle advinda facilitará a realização de futuros ensaios.

No capítulo II, Fundamentos Teóricos, reproduzimos parcialmente o trabalho desenvolvido pelos engenheiros Dr. A. A. de Noronha F<sup>co</sup> e Dr. Ernani Diaz nas referências bibliográficas [1] e [2], para que melhor se possa compreender o estudo experimental que realizamos.

No capítulo III apresentamos o programa experimental, e nos capítulos seguintes apresentamos um breve relato da montagem da experiência e da execução do ensaio, os resultados dêste e uma ligeira análise dêsses resultados. Para uma análise mais completa faz-se necessário um estudo mais profundo dos fundamentos da teoria, um estudo comparativo com outras teorias existentes sôbre o assunto, e o estudo da extrapolação de resultados de ensaio em modelo reduzido para o caso real.

## Capítulo II

### FUNDAMENTOS TEÓRICOS

#### 2.1 - GENERALIDADES.

Apresentaremos apenas um resumo da teoria da " VIGA COM EFEITO PÊNSIL ". Maiores detalhes poderão ser encontrados nas referências bibliográficas [1] e [2] . Cuidaremos apenas do caso de viga simplesmente apoiada, mas a teoria estende-se também a outros casos como vigas contínuas, vigas em balanço ou vigas com protensão parcial, com as modificações exigidas em cada caso.

Em vigas com vãos muito grandes, principalmente no caso de vigas de pontes, quando o vão ultrapassa certos limites a relação entre a carga permanente e a carga móvel atinge valores excessivamente elevados, com inconvenientes evidentes. Outro problema que surge no caso de pontes de grandes vãos é o da altura das vigas nos extremos tornar-se grande em relação ao vão em determinados tipos de soluções. O uso de pontes de concreto, pretendido ou não, fica em virtude desses problemas limitado a vãos não superiores a cerca de 200 m, e quando há necessidade de vãos maiores lança-se mão de estruturas metálicas (pontes pênséis) quase sempre.

O Eng<sup>o</sup> Antônio Alves de Noronha F<sup>o</sup> estabeleceu uma teoria sobre uma "viga com efeito pênsil", aplicável a pontes de grandes vãos, associando os princípios de vigas de concreto com os princípios das pontes pênséis. Segundo o autor da teoria, uma ponte construída com êsse novo tipo estrutural pode conduzir a uma estrutura competitiva para vãos livres que variem entre 200 m e 450 m.

Básicamente a viga com efeito pênsil é uma viga em que a maior parte do peso próprio é suportada por efeito pênsil de

um cabo ancorado nos extremos (ancoragem exterior à viga), sendo que o mesmo cabo trabalha como armadura da viga para o restante do peso próprio e as cargas móveis.

Na figura 1 estão esquematizados o sistema estrutural e uma seção transversal simplificada de uma ponte com duas vigas principais.

A armadura é composta por dois cabos de seção constante em contato direto com o concreto e ancorados nas extremidades da ponte. Uma das ancoragens é fixa e a outra é constituída por um contrapeso que pode deslocar-se livremente. As ancoragens permitem o funcionamento dos cabos como suportes para a maior parte do peso próprio, e mantêm uma força aproximadamente constante nos extremos dos mesmos. Existe ainda a armadura suplementar das seções premoldadas de concreto.

A seção de concreto é constituída pelo tabuleiro da ponte formado pelas mesas das vigas principais, as almas das vigas principais, as vigas secundárias e as transversinas.

Os apoios num caso real serão pilares engastados em fundações apropriadas e terão dispositivos especiais no tampo para transmitir as reações às vigas.

O método construtivo consta essencialmente de 4 estágios:

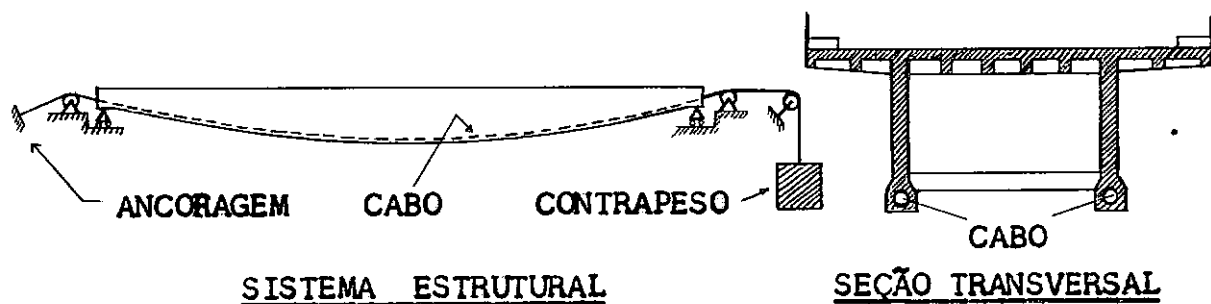
- 1º estágio - São construídos os apoios, as ancoragens, e os cabos são montados e fixados nas ancoragens. O contrapeso é fixado ao solo durante a construção.
- 2º estágio - Elementos pré-fabricados são colocados sobre os cabos numa ordem conveniente. Cada elemento é um segmento completo da ponte. Os cabos são mantidos em posição por meio de dispositivos provisórios.

3º estágio - Todos os elementos pré-fabricados estão montados, porém estão ainda separados entre si por juntas que serão posteriormente concretadas. O peso próprio das unidades premoldadas é suportado unicamente por efeito pênsil dos cabos.\*

4º estágio - As juntas entre os elementos pré-fabricados são concretadas e por meios adequados uma boa aderência entre os cabos e o concreto é obtida. O contrapêso pode agora ser deixado livre, e exercerá uma força aproximadamente constante sobre os cabos. O peso próprio da pavimentação e dos passeios e as cargas móveis depois aplicados atuarão então sobre uma viga de concreto armado que está submetida a um esforço de tração\*. Para a influência de variações de temperatura, o contrapêso estando livre permite que a viga se deforme adequadamente.

A figura 2 mostra esquematicamente os diversos estágios da construção.

\* O esforço de tração a que está submetida a viga não provoca esforços de tração no concreto, a não ser os provenientes do atrito, pois aquele esforço está aplicado externamente nos cabos e sua função é apenas equilibrar a ação do peso próprio dos elementos pré-fabricados sobre o cabo. Depois da formação da viga com a concretagem das juntas e com a obtenção da aderência entre os cabos e o concreto, aquele esforço externo de tração exercerá grande influência no comportamento da viga sob a ação de novas cargas.

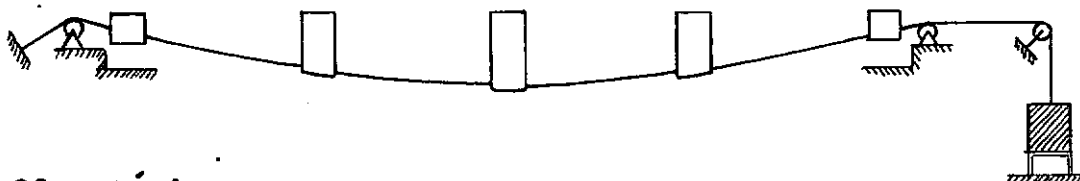


**FIGURA 1**

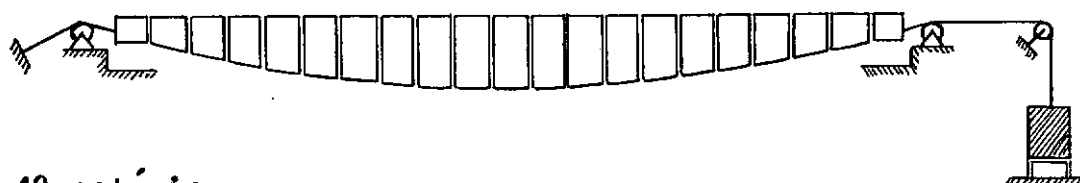
**1º estágio**



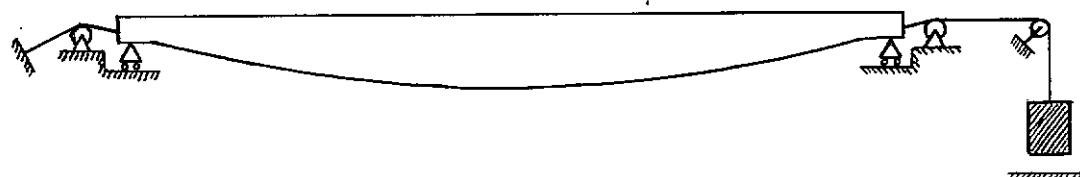
**2º estágio**



**3º estágio**



**4º estágio**



**ESTÁGIOS DA CONSTRUÇÃO DA PONTE**

**FIGURA 2**

## 2.2 - CÁLCULO DA ESTRUTURA A FLEXÃO.

O cálculo da estrutura a flexão será explicado resumidamente, e serão reproduzidas as equações e as notações utilizadas pelos autores da referência bibliográfica [2]. Na referência bibliográfica [1] encontra-se um estudo mais detalhado do assunto.

O carregamento compõe-se de três parcelas:

$g_1$  = peso próprio das unidades pré-fabricadas

$g_2$  = peso próprio da pavimentação e passeios

$p$  = carga móvel.

Pela teoria da viga equivalente pode-se afirmar que

$$H = \frac{Mg_1}{D_1} \quad (1)$$

onde:

$H$  = componente horizontal da força no cabo

$Mg_1$  = momento no meio do vão de uma viga simplesmente apoiada para o carregamento  $g_1$

$D_1$  = distância vertical entre os centros de gravidade da área da seção transversal do cabo no meio do vão e no apoio.

Após a formação da viga com a concretagem das juntas entre as unidades pré-fabricadas e a obtenção da aderência entre o cabo e o concreto (fim do 4º estágio), passam a atuar os carregamentos  $g_2$  e  $p$ . Como uma força longitudinal de tração está sempre atuando sobre a viga, deve ser considerada a teoria a flexão de segunda ordem (ver bibliografia citada em [2]). Devem ser estudadas as flechas, a fissuração e a fadiga. Como explicam os autores da ref. bibl. [2], estabelecendo-se alguma hipótese sobre o

valor equivalente da rigidez  $EI_b$  para uma viga fissurada, pode-se usar a equação diferencial da teoria de flexão das vigas submetidas a uma força longitudinal. A solução dessa equação pode ser encontrada numericamente. Outro método de análise é assumir uma deformada inicial para a viga e por meios iterativos obter a deformada real para determinado carregamento.

A condição de equilíbrio a momento para o ponto P situado sobre o cabo (fig. 3) tem a forma:

$$Mg_1 + Mg_2 + Mp = H(D_1 + F) + N'_b \cdot z \quad (2)$$

e com a equação (1) se obtém

$$Mg_2 + Mp = H \cdot F + N'_b \cdot z \quad (3)$$

Pode-se escrever a condição de equilíbrio das projeções horizontais das forças da seção do ponto P:

$$N_a = H + N'_b \quad (4)$$

Os novos símbolos introduzidos significam:

- $Mg_2$  e  $Mp$  - respectivamente momentos no meio do vão de uma viga simplesmente apoiada para os carregamentos  $g_2$  e  $p$
- $F$  - flecha da viga no meio do vão
- $N'_b$  - força de compressão resultante das tensões de compressão no concreto
- $z$  - braço de alavanca das forças internas para a viga fissurada
- $N_a$  - força de tração no cabo.

Toma-se o cálculo à ruptura para a escolha das seções de concreto e aço. São adotados a notação e os critérios de

segurança do C.E.B. (ver [4]).

As resistências de cálculo do concreto e do aço são

$$\sigma_b'^* = \frac{\sigma_{bk}'}{f_b} \quad \sigma_a'^* = \frac{\sigma_{ak}}{f_a}$$

onde  $\sigma_{bk}'$  e  $\sigma_{ak}$  são as resistências características do concreto e do aço respectivamente, e  $f_b$  e  $f_a$  são os fatores de minoração das resistências do concreto e do aço, respectivamente.

Os carregamentos permanente e móvel acrescidos são:

$$g_1^* = f_g \cdot g_1 \quad g_2^* = f_g \cdot g_2 \quad p^* = f_p \cdot p$$

sendo  $f_g$  e  $f_p$  os coeficientes de majoração para cargas.

Considerando-se o estado da viga deformada (fig.4) as equações (2) e (4) no estágio de rutura passam a ser as seguintes:

$$f_g \cdot M g_1 + f_g \cdot M g_2 + f_p \cdot M p = H \cdot (D_1 + F_u) + N_b'^* \cdot z_u \quad (5)$$

$$N_a^* = H + N_b'^* \quad (6)$$

onde:

$F_u$  = flecha no ponto P no estágio de rutura

$N_b'^*$  = força de compressão no estágio de rutura

$N_a^*$  = força de tração no estágio de rutura

$z_u$  = braço de alavanca no estágio de rutura.



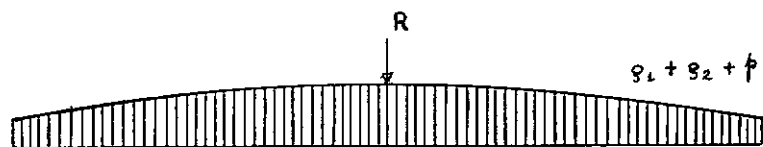


FIGURA 3

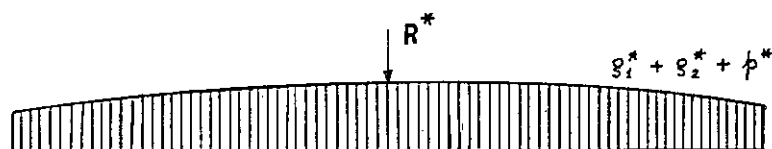
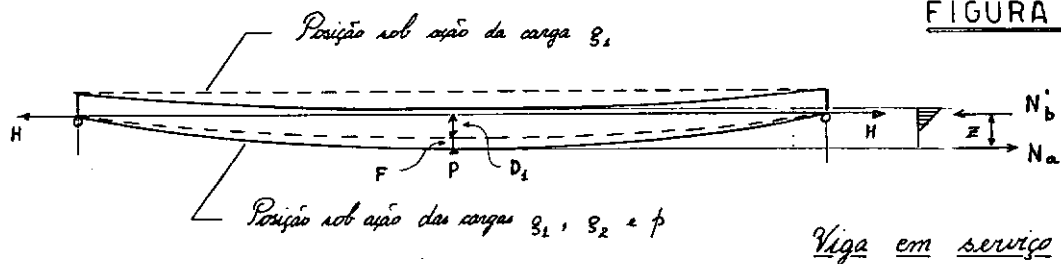


FIGURA 4

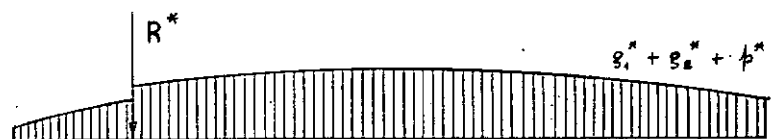
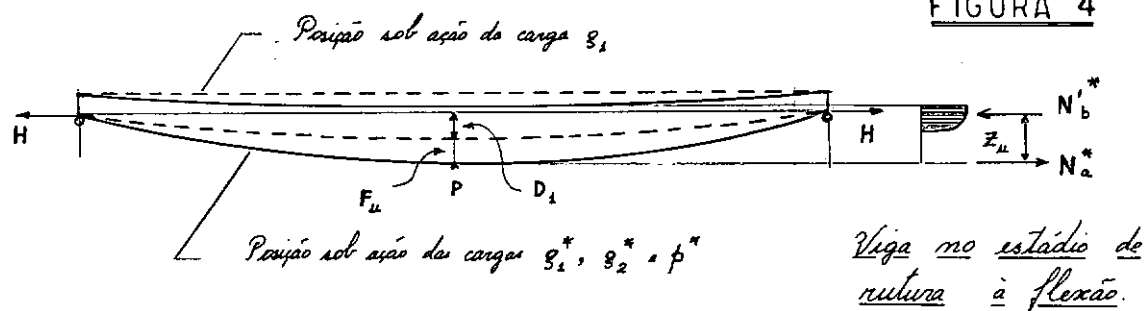
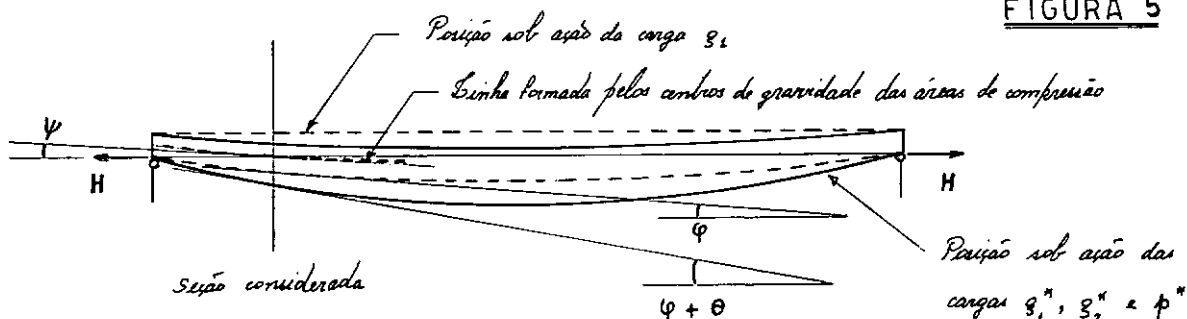


FIGURA 5



Viga no estágio de rutura a cisalhamento

Com a equação (1), a equação (5) conduz a

$$(\int_{\text{g}} - 1) \cdot M_{\text{g}1} + \int_{\text{g}} \cdot M_{\text{g}2} + \int_{\text{p}} \cdot M_{\text{p}} = H \cdot F_u + N_{\text{b}}' \cdot z_{\text{u}} \quad (7)$$

e as equações (1), (6) e (7) permitem que se escreva

$$S_{\text{a}} \cdot \sigma_{\text{a}}^* = \frac{M_{\text{g}1}}{D_1} + \frac{(\int_{\text{g}} - 1) \cdot M_{\text{g}1} + \int_{\text{g}} \cdot M_{\text{g}2} + \int_{\text{p}} \cdot M_{\text{p}} - H \cdot F_u}{z_{\text{u}}} \quad (8)$$

onde  $S_{\text{a}}$  é a seção do cabo de aço.

A consideração do estado deformado da viga é extremamente importante, pois como se vê em (7) e (8) o momento  $H \cdot F_u$  reduz a parcela do momento das cargas permanente e móvel que é absorvido pela viga somente,  $(N_{\text{b}}' \cdot z_{\text{u}})$ , conduzindo a seções menores de concreto e aço.

O cálculo da estrutura deve ser feito pelo método de tentativas, pois para se determinar  $H \cdot F_u$  é necessário que se conheçam os momentos dos carregamentos atuantes e as seções de concreto e de aço, e por outro lado para o dimensionamento das seções de concreto e de aço deve-se conhecer o valor de  $H \cdot F_u$ . Pode-se facilitar o cálculo arbitrando-se qual a parcela do momento atuante que é absorvida pelo momento na viga.

Se a carga móvel é uniformemente distribuída em todo o vão, arbitrando-se a condição

$$(\int_{\text{g}} - 1) \cdot M_{\text{g}1} = H \cdot F_u \quad (9)$$

as equações (7) e (8) passam a ser

$$\int g \cdot Mg_2 + \int p \cdot Mp = N_b'^* \cdot z_u \quad (10)$$

$$s_a \cdot \sigma_a^* = \frac{Mg_1}{D_1} + \frac{\int g \cdot Mg_2 + \int p \cdot Mp}{z_u} \quad (11)$$

Como consequência da condição arbitrária (9), a altura da viga deve ser calculada de modo a satisfazer aquela condição. Citam os autores da publicação [2] que em alguns exemplos calculados verificou-se que a altura da viga no meio do vão assim calculada toma valores economicamente convenientes, com certa compatibilidade entre os cálculos a rutura e no regime elástico, e conduz a flechas pequenas para cargas móveis.

### 2.3 - CÁLCULO DA ESTRUTURA A CORTANTE.

Reproduzimos aqui o que se encontra em [2]. São adotadas as recomendações do C.E.B. e o método de cálculo no regime de rutura.

A condição de equilíbrio na direção vertical, considerando-se a posição deformada da viga (fig. 5), pode ser escrita:

$$\int g \cdot Tg_1 + \int g \cdot Tg_2 + \int p \cdot Tp = T_b^* + T_a^* + N_a^* \cdot \sin(\varphi + \theta) - N_b'^* \cdot \sin \psi \quad (12)$$

onde:

$Tg_1$ ,  $Tg_2$  e  $Tp$  - esforços cortantes correspondentes às três parcelas do carregamento.

- $T_b^*$  - esforço cortante absorvido na zona de compressão do concreto
- $T_a^*$  - esforço cortante absorvido pela armadura transversal
- $N_a^*$  - força de tração nos cabos (as tensões nesse caso não estão sempre no limite de rutura)
- $N_b'^*$  - força de compressão no concreto (as tensões nesse caso não estão sempre no limite de rutura)
- $\varphi$  - ângulo de inclinação dos cabos na seção considerada, antes da deformação da viga.
- $\theta$  - rotação da seção no regime de rutura
- $\psi$  - ângulo da tangente a linha formada pelos centros de gravidade da área de compressão com a horizontal, na seção considerada.

Pode-se notar pela equação (12) que o esforço cortante resistido pela viga somente é diminuído de uma parcela igual a  $N_a^* \cdot \sin(\varphi + \theta) - N_b'^* \cdot \sin \psi$ , com evidente vantagem.

## Capítulo III

### PROGRAMA EXPERIMENTAL

#### 3.1 - GENERALIDADES.

O programa experimental constou fundamentalmente da construção de um modelo reduzido da viga com efeito pênsil, com 5 metros de vão, simplesmente apoiada, e do ensaio do mesmo até a rutura. Para o ensaio montou-se uma estrutura que está esquematizada na figura 6. Foram realizados também ensaios de rutura de corpos de prova do concreto e do aço utilizados no modelo.

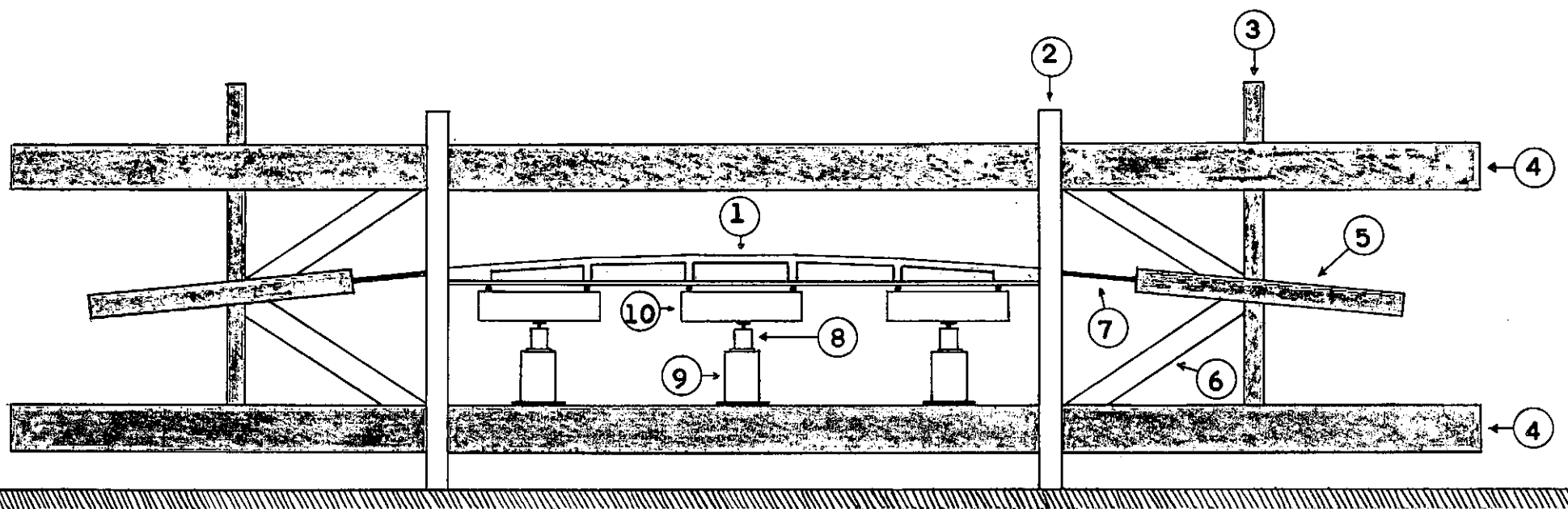
O projeto da viga é de autoria do Eng<sup>o</sup> Antônio A. de Noronha F<sup>o</sup>, e as cargas para o ensaio foram também por ele calculadas. O Dr. Ernani Diaz colaborou no planejamento da experiência. O processo utilizado na construção do modelo não reproduz o que será aplicado no caso real de uma ponte.

#### 3.2 - DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS DA FIGURA 6 .

##### 3.2.1 - Peça ① - Viga com efeito pênsil.

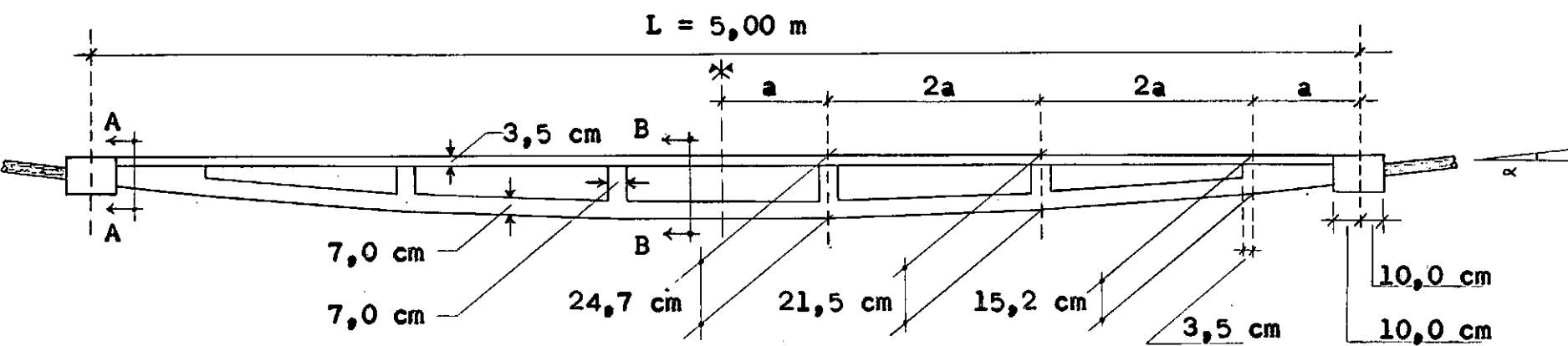
A figura 7 mostra alguns detalhes da viga. A figura 8 mostra a disposição da armadura, constituída pelo cabo (peça ⑦) e pela armadura suplementar.

O ensaio se realizou com a viga em posição invertida, por facilidade de montagem. Esse fato não teve grande influência no comportamento da viga pois o peso próprio durante o ensaio foi simulado por um carregamento externo. Esse carregamento foi suportado apenas por efeito pênsil do cabo, e para a transmissão das



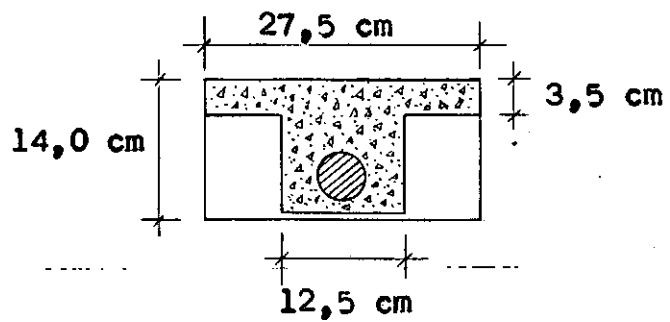
CROQUIS DA ESTRUTURA DE ENSAIO

FIGURA 6

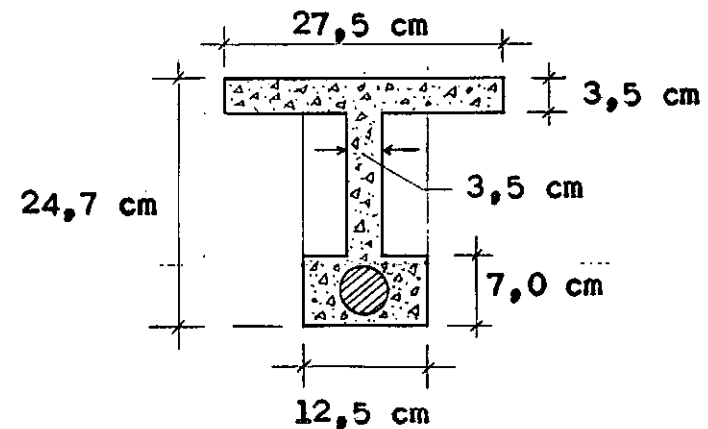


VIGA COM EFEITO PENSIL - VISTA LATERAL

$$a = \frac{L}{12} = 41,66 \text{ cm}$$

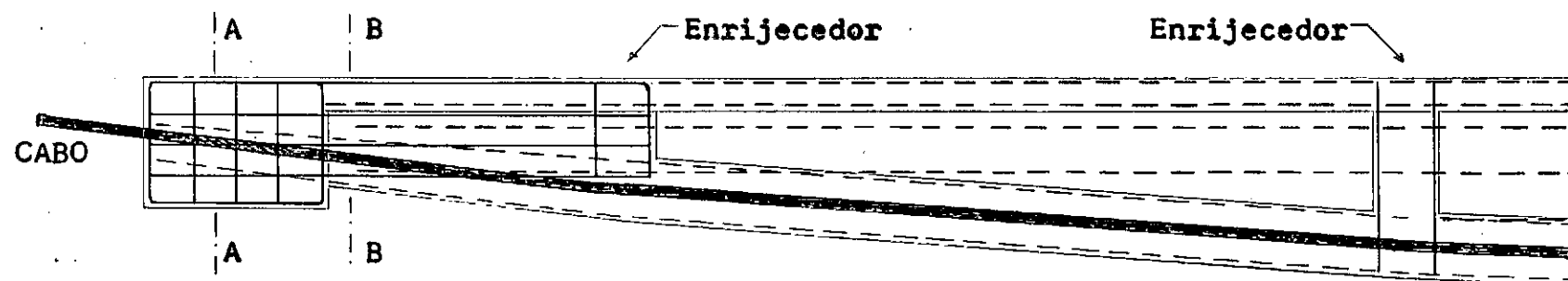


CORTE A-A

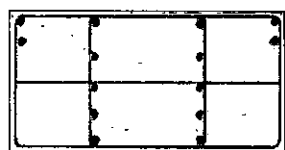


CORTE B-B

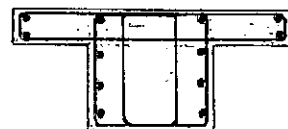
FIGURA 7



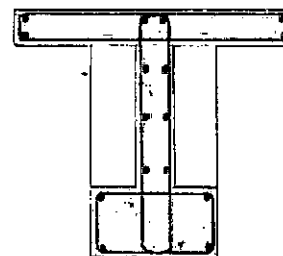
ARMADURA PRINCIPAL (CABO) E ARMADURA SUPLEMENTAR



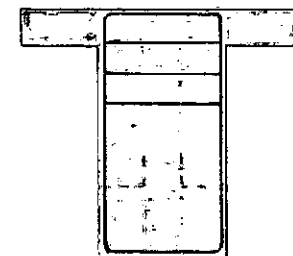
SEÇÃO A-A



SEÇÃO B-B



SEÇÃO DO MEIO  
DO VÃO



ENRIJECEDOR

Aço CA-60

$\phi$  3,4 mm

FIGURA 8



cargas de simulação do peso próprio ao cabo as seções transversais da viga nos seis pontos de carga foram enrijecidas.

As seções dos extremos da viga foram também enrijecidas para receber as reações de apoio e aumentar a resistência ao esforço cortante. A variação de altura da viga entre dois pontos de carga consecutivos é linear.

### 3.2.2 - Peça ② - Quadro para reações verticais.

Para fornecer as reações verticais de apoio foram projetados dois quadros de concreto armado, cujas dimensões podem ser vistas na figura 9 .

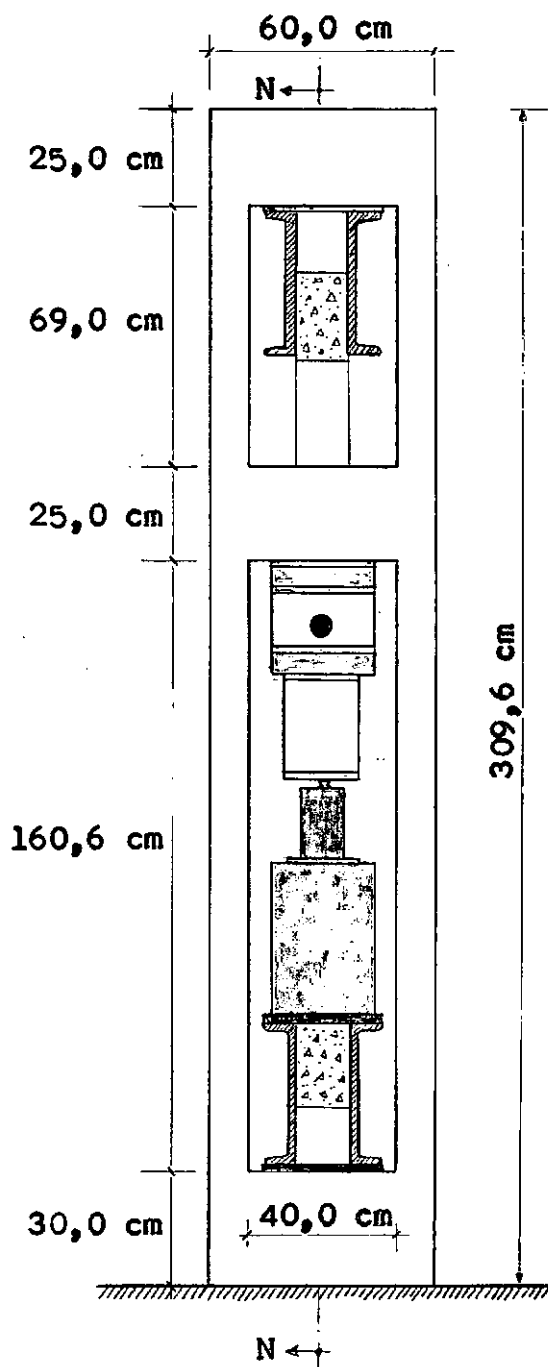
Além dessa finalidade, êsses quadros serviram para transmitir ao piso quase todo o peso da estrutura de ensaio.

### 3.2.3 - Peça ③ - Coluna de aço.

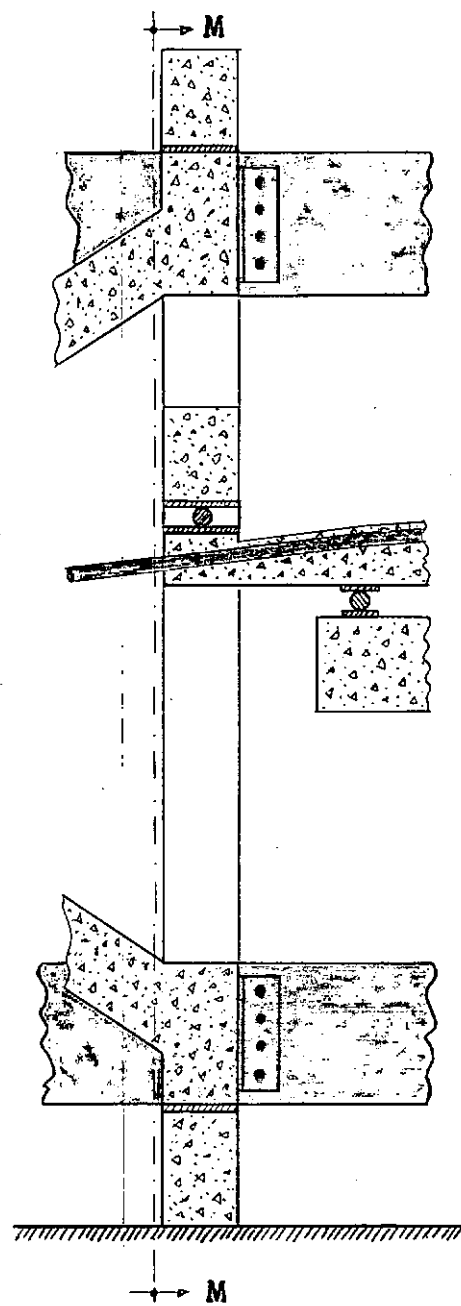
Essa peça, um perfil H de 3 m de comprimento, com tamanho nominal 152,4 mm x 152,4 mm ( 6" x 6" ), 40,9 kg/m, faz parte juntamente com as peças ④ de um quadro para ensaios projetado pelo Prof. George Pincus e fabricado pela Companhia Siderúrgica Nacional em Volta Redonda. Êsse quadro constituiu a estrutura básica de ensaio para a nossa experiência. A figura 10 mostra um detalhe da ligação da peça ③ com a peça ④ .

### 3.2.4 - Peças ④ - Vigas de aço.

Essas peças são constituídas por dois pares de perfis U com 12 m de comprimento cada, tamanho nominal 381,0 mm x 85,7 mm (15" x 3 3/8"), 81,9 kg/m, aparafusados às colunas ③ como mostra a figura 10.

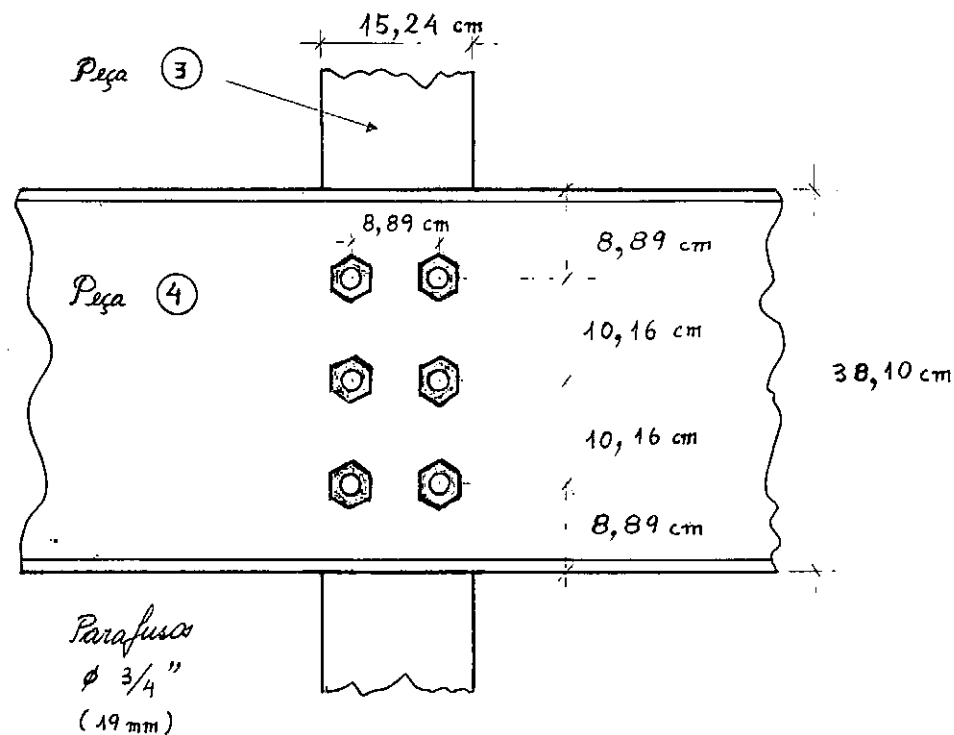


CORTE M-M

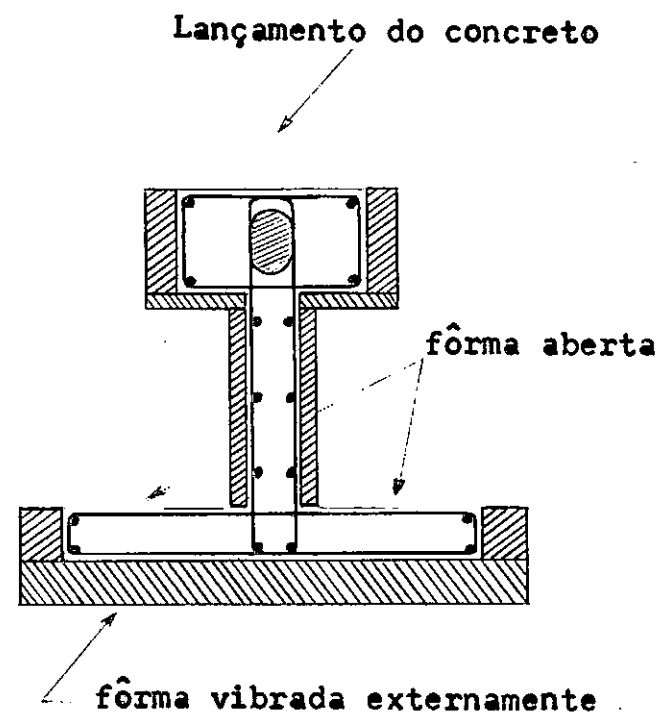


CORTE N-N

FIGURA 9



**FIGURA 10**



**FIGURA 11**

As peças ③ , ④ e ⑥ forneceram em conjunto as reações para a aplicação do esforço de tração no cabo.

A peça ④ inferior apoia-se nas peças ② , como se pode ver pela figura 9, e com elas constitui o sistema de reações verticais.

### 3.2.5 - Peça ⑤ - Dispositivo de tração.

Esse dispositivo, projetado e executado parcialmente em concreto armado, foi substituído por outro por nós projetado em aço, em virtude de uma série de vantagens oferecidas pela segunda solução e de alguns imprevistos surgidos durante a preparação do ensaio.

Fazem parte desse dispositivo um quadro de aço com ligações aparafusadas, um macaco hidráulico de 50 t de capacidade de carga, uma célula de carga de 45,36 t de capacidade ( 100.000 lbs ), chapas de aço, um bloco de concreto armado e parafusos e porcas do sistema de ancoragem. As fotografias 7 a 10 mostram detalhes desse dispositivo.

Uma parcela do esforço proveniente da tração do cabo é transmitida às peças ④ pelas colunas ③ , e a parcela restante pelas peças ⑥ .

### 3.2.6 - Peça ⑥ - Peça em concreto armado em forma de V.

A função dessa peça já foi explicada no item anterior. A figura 9 mostra um detalhe da transferência de esforço da peça ⑥ para as peças ④ .

### 3.2.7 - Peça ⑦ - Cabo de aço.

O cabo, constituído por 12 fios de aço especial para protensão (aço de alta resistência -  $\sigma_{at} \approx 14.000 \text{ kg/cm}^2$ ), com fios de diâmetro nominal de 7 mm, envolvido por bainha metálica, com mola helicoidal interna e com placas de ancoragem de aço, foi construído pela firma STUP.

É um cabo idêntico aos usados em alguns trabalhos de protensão.

### 3.2.8 - Peça ⑧ - Célula de carga (Load-Cell).

Dispositivo para medida precisa de carga, funcionando à base de extensômetros elétricos. Uma unidade indicadora fornece o valor da carga em forma de porcentagem da capacidade da célula de carga. No nosso trabalho utilizamos uma unidade indicadora com uma unidade seletora de canais anexa, com 4 canais, e células de carga para compressão. Todo o conjunto é de fabricação da BLH Electronics. A precisão das leituras é de 0,05 % da capacidade da célula de carga. Foram utilizadas células de carga de 45.360 kg (100.000 lbs) e de 9.072 kg (20.000 lbs) de capacidade, tôdas do tipo C2P1.

### 3.2.9 - Peça ⑨ - Macaco hidráulico.

Macaco hidráulico fabricado pela PONTEMAC, com 150t de capacidade de carga, podendo ser comandado por bomba hidráulica manual ou elétrica. O macaco hidráulico apoia-se na peça ④ inferior através de uma placa de aço de 2,54 cm (1") de espessura.

### 3.2.10 - Peça ⑩ - Viga de distribuição.

Viga de concreto armado com armadura dupla, projetada para uma carga máxima de 10 t. no meio do vão, destinada a dis

tribuir a carga de um macaco hidráulico para duas posições de carga sôbre a viga. A montagem se fêz de modo a haver uma distribuiçãõ de carga igual para as duas posições.

As cargas foram transmitidas à viga através de rolos de aço de 5,08 cm ( 2" ) de diâmetro colocados entre chapas de aço de 1,27 cm ( 1/2" ) de espessura.

## Capítulo IV

### MONTAGEM DA ESTRUTURA DE ENSAIO

#### 4.1 - GENERALIDADES.

Quando iniciamos nosso trabalho a COPPE não possuía um laboratório de ensaios de estruturas montado. Havia apenas uma sala do Bloco I provisoriamente destinada para o Laboratório de Estruturas, e o equipamento existente resumia-se ao conjunto de bombas e macacos hidráulicos, conjunto de células de carga e respectivos aparelhos de leitura, e o conjunto de clinômetros, deflectômetros, extensômetros mecânicos e outros pequenos instrumentos que a COPPE recebera por empréstimo do Gabinete de Resistência dos Materiais da E.E.U.F.R.J.

Em virtude disso as peças de concreto armado foram concretadas numa das obras do Dr. Ernani Diaz, à rua São Francisco Xavier n<sup>o</sup> 506, sob supervisão nossa e do Dr. Ernani Diaz. Essa parte do trabalho foi financiada pelo Escritório de Engenharia Antônio Alves de Noronha, e o material e pessoal utilizados eram da obra citada. O cabo utilizado na viga principal foi construído pela STUP.

Os perfis metálicos que constituíram parte da estrutura de ensaio foram adquiridos da Companhia Siderúrgica Nacional. Outros perfis, chapas e barras de aço destinados a outras peças da estrutura de ensaio foram adquiridos no comércio local, principalmente nas firmas José Salgueiro Indústria e Comércio S.A. e Companhia CIEF de Ferro e Aço.

No decorrer do nosso trabalho foram adquiridos outros instrumentos de medida, equipamentos e acessórios necessários para a montagem experimental e para o Laboratório de Estruturas.

#### 4.2 - EXECUÇÃO DAS PEÇAS DE CONCRETO.

Fêz-se um estudo prévio do traço a ser utilizado na concretagem da viga. Com um traço em peso 1:3:1/2 para cimento, areia grossa e brita zero, com adição de Plastiment Pó na proporção de 0,8 % sobre o consumo de cimento e com um fator A/C = 0,5, sugerido pelo Prof. Fernando Luiz Lobo B. Carneiro para concreto vibrado, procurou-se obter um concreto trabalhável. A trabalhabilidade, porém, só foi conseguida com o fator A/C  $\approx$  0,7, mas com amassamento manual e sem vibração. Moldaram-se 3 corpos de prova com a mistura obtida, classificando-se-os como ED-1, ED-2 e ED-3. O Dr. Ernani Diaz experimentou depois o traço 1:1:1,3 em peso, com 0,8 % de Plastiment Pó e fator A/C = 0,45, moldando com o concreto obtido os corpos de prova ED-4 e ED-5. Baseando-se nos resultados dos ensaios de compressão axial desses corpos de prova (corpos de prova cilíndricos,  $\varnothing$  15 cm x 30 cm, moldados conforme o método da ABNT), adotou-se para a concretagem da viga principal o traço em peso 1 : 1,25 : 1,5, para cimento, areia grossa e brita zero peneirada, com fator A/C = 0,5 e adição de Plastiment Pó na proporção de 0,8 % sobre o consumo de cimento.

No dia 16 de dezembro de 1967 procedeu-se à concretagem da viga e das peças secundárias. As fôrmas foram bem molhadas antes da concretagem, sendo a fôrma da viga principal feita de compensado grosso revestido de verniz especial para facilitar a desmoldagem. A bainha que envolvia o cabo foi amassada lateralmente para possibilitar a colocação da armadura suplementar e foi aberta em três pontos para permitir a instalação de extensômetros elétricos (strain-gages) no cabo. Teve-se o cuidado de vedar bem essas aberturas para evitar que durante a concretagem houvesse penetração de concreto no cabo, o que poderia obstruí-lo prejudicando o trabalho posterior de injeção de argamassa.

O concreto utilizado na viga principal foi preparado em duas betonadas, com o traço previamente escolhido, mas não



se adicionou o Plastiment por esquecimento. O uso de brita zero se deveu às reduzidas dimensões da peça. A fôrma foi vibrada externamente com vibrador comum de imersão, sendo a concretagem feita com a viga em posição invertida (fig. 11). Por dificuldades executivas a espessura da alma da viga especificada no projeto como 3,5 cm foi modificada para 4,5 cm. Com o concreto da segunda betonada moldaram-se os corpos de prova YN-1, YN-2, YN-3 e YN-4. As peças secundárias foram concretadas com traço comum, controlado pelo Dr. Ernani Diaz. A peça (5) foi concretada apenas em parte ficando para ser concretada no local do ensaio a extremidade que envolveria o cabo e transmitiria a êste o esforço de tração através da placa de ancoragem.

A cura se fêz molhando-se regularmente as peças a partir de duas horas e meia após a concretagem. As peças estavam à sombra, em local coberto. Os corpos de prova foram deixados perto da viga, em condições ambientes praticamente iguais.

No dia 2 de janeiro de 1968, portanto 17 dias após a concretagem, as peças foram transportadas em caminhão para a COPPE, sob a orientação do Dr. Ernani Diaz. A viga foi transportada ainda com a fôrma para que não sofresse danos.

#### 4.3 - FURAÇÃO DOS PERFIS METÁLICOS.

O trabalho de montagem da estrutura de ensaio atrasou-se bastante pois os perfis metálicos só foram entregues pela C.S.N. à COPPE no dia 15/01/68. Os furos existentes nos perfis para ligações aparafusadas não estavam distribuídos de modo a permitir a montagem necessária para o ensaio em questão. Providenciamos assim a complementação da furação, que foi executada no próprio Laboratório de Estruturas provisório da COPPE e na seção de Tecnologia Mecânica da E.E.U.F.R.J.

A furação original dos perfis é para parafusos de  $\varnothing 23,8 \text{ mm}$  (  $15/16''$  ), mas o equipamento disponível forçou-nos a executar a furação complementar com  $\varnothing 19,1 \text{ mm}$  (  $3/4''$  ).

#### 4.4 - PEÇAS AUXILIARES DE MADEIRA.

Para a montagem da estrutura de ensaio foi necessária a construção de dois cavaletes de madeira para a elevação dos perfis metálicos com auxílio de talha manual, e ainda a construção de suportes de madeira para os dispositivos de tração e outros para a distribuição do peso próprio da estrutura para o piso.

Nas fotografias constantes do Apêndice podem ser vistas essas peças de madeira.

#### 4.5 - A MONTAGEM PRÓPRIAMENTE DITA.

Com as peças de concreto prontas, os perfis metálicos furados e as peças auxiliares de madeira preparadas, passamos à montagem propriamente dita.

Foram utilizados para a montagem um cavelete-ponte móvel com talha manual, pertencente ao Instituto de Eletrotécnica, uma segunda talha manual e um saca-motores com macaco hidráulico | pertencentes à seção de Tecnologia Mecânica, os cavaletes de madeira, cabos de aço e outras ferramentas.

Em primeiro lugar, usando parafusos e madeira, unimos os perfis U dois a dois (peças ④) e colocamo-los em posição, o par inferior sobre suportes de madeira e o par superior suspenso nos cavaletes de madeira por cabos de aço.

A seguir foram colocadas as peças ②, as peças ⑥ e as peças ③ que foram aparafusadas às peças ④. As peças ⑤ em concreto foram instaladas e a peça principal ① ficou sobre suportes provisórios de madeira.

Até essa fase da montagem a viga estava envolvida pela fôrma como medida de precaução contra choques eventuais. A etapa seguinte seria a concretagem da cabeça do dispositivo de tração, da forma já explicada no parágrafo 4.2. Antes de passarmos à execução, porém, resolvemos desmoldar a viga. Tivemos a desagradável surpresa de constatar que a região da alma da viga, em quase toda a extensão da mesma, estava ôca, com uma parcela mínima de concreto, como se pode ver nas fotografias 3 e 4. Esse defeito da concretagem ocorreu provavelmente em consequência da posição em que foi concretada a viga, com a fôrma aberta na parte inferior como está esquematizado na figura 11, e devido ao pequeno espaço existente entre a face externa da bainha e as paredes da fôrma, com a passagem do concreto dificultada mais ainda pela presença da armadura suplementar.

Conseguimos contornar o imprevisto limpando cuidadosamente a viga e reconcretando a alma com um concreto com traço semelhante ao utilizado anteriormente, 1 : 1 : 1,3 em peso, usando areia grossa e brita zero peneirada, com fator A/C = 0,45. O concreto obtido apresentava-se bastante plástico, e a posição em que foi reconcretada a viga pode ser vista na fotografia 5.

O concreto foi vibrado com a agulha do vibrador encostada na parte inferior da fôrma, externamente. Moldamos com o concreto preparado para a reconcretagem os corpos de prova N-1, N-2, N-3 e N-4. Antes de lançar o concreto para a recuperação da viga, aplicamos na superfície do concreto já existente uma camada de Colma-Fix, cola à base de resina Epoxy, para melhorar a aderência. Aproximadamente uma hora e meia após o lançamento do concreto passamos a molhar periodicamente a viga, e após mais uma hora e meia mais ou menos cobrimos a viga com estôpa molhada, mantendo-a assim durante vários dias.

Em face do atraso no programa de montagem decorrente do problema da falha da concretagem, e visando facilitar o tra-

balho futuro, projetamos dois novos dispositivos de tração, em aço e desmontáveis. Alguns detalhes das peças podem ser vistos nas fotografias 6 a 9. O material foi adquirido com verba especial fornecida pelo Escritório de Engenharia Antônio Alves de Noronha, e o trabalho de furação e montagem foi feito na seção de Tec. Mec. e no Laboratório de Estruturas.

Dez dias após a reconcretagem a viga foi recolocada na posição de ensaio, ainda sobre suportes provisórios. As peças (5) em concreto foram substituídas pelas novas, em aço, e a montagem da estrutura de ensaio esquematizada na figura 6 completou-se com a colocação dos macacos hidráulicos, células de carga, vigas de distribuição, rolos e placas de apoio, em suas respectivas posições. As placas de aço de 1/2" (12,7 mm) de espessura foram desamassadas antes da instalação, com o uso de forja e bigorna. A superfície das vigas de distribuição, de concreto armado, apresentava muitas irregularidades. Por êsse e outros motivos como versatilidade e facilidade de manejo acreditamos que teria sido mais adequado o uso de vigas de distribuição de perfís de aço.

Colamos em 4 pontos do cabo e no concreto na seção transversal do meio do vão os extensômetros elétricos (strain - gages), usando Cola-Tudo DUCO para o tipo A-1 e Araldite para o tipo A-7. Instalamos os clinômetros para medir as rotações em 4 pontos da viga, e para a medida dos deslocamentos verticais colamos à viga pequenos blocos de madeira usando Colma-Fix, nos quais foram fixados pregos e suspensos nestes réguas metálicas com escala com precisão de meio milímetro, que seriam utilizadas em combinação com um catetômetro.

Em um ensaio de viga mista concreto-madeira realizado no Laboratório de Estruturas verificou-se que os macacos hidráulicos perdiam carga rapidamente por vazamento de óleo, e como isso não poderia acontecer no nosso ensaio, principalmente no sistema de tração durante a fase de endurecimento da argamassa que seria

injetada no cabo, projetamos um sistema de parafusos que evitaria a perda de carga no sistema de tração. O problema da perda de carga nos macacos hidráulicos destinados a carregar a viga transversalmente foi contornado trabalhando-se na 1<sup>a</sup> e na 2<sup>a</sup> fase do ensaio com os macacos hidráulicos em seu limite inferior, ou seja, sem óleo, atuando simplesmente como apoios. Isso alterou um pouco as condições previstas para o ensaio, mas foi a única solução encontrada em face das condições existentes. Os parafusos e porcas do sistema de ancoragem foram fabricados na seção de Tec. Mec.

Utilizamos no nosso ensaio 5 células de carga, e a caixa comutadora só possuía 4 canais. Adaptamos então uma chave comutadora externamente para usar um dos canais alternadamente, e tivemos também que aumentar o comprimento de alguns cabos usando um cabo blindado improvisado no nosso laboratório por não existir no comércio local um cabo que nos servisse.

Instalados todos os instrumentos de medida e com todas as peças da estrutura de ensaio devidamente ajustadas, passamos ao ensaio da viga, que será descrito no capítulo seguinte.

Um pequeno acidente durante a montagem da estrutura de ensaio induziu-nos ao uso das bombas hidráulicas manuais em lugar da bomba elétrica, para um melhor controle das cargas.

Os perfis U das peças 4 foram verificados contra a flambagem, e apesar de desnecessários alguns enrijecedores de madeira foram aparafusados aos perfis U diminuindo o comprimento de flambagem. Alguns cabos de aço foram colocados como medida de segurança preventiva contra a possível queda da viga principal ou das vigas de distribuição, em caso de ruptura brusca.

## Capítulo V

### DESCRIÇÃO DO ENSAIO

#### 5.1 - GENERALIDADES.

O ensaio da viga teve três fases distintas, que se se rão abordadas separadamente neste capítulo. A primeira fase consis tiu na aplicação de um carregamento sôbre a viga simulando a parce la da carga permanente que seria suportada por efeito pênsil do cabo. Nessa fase o cabo estava livre dentro da viga. A segunda fase correspondeu à execução da injeção de argamassa de cimento e areia no cabo com o fim de prover a aderência necessária para o funcionamento do cabo como armadura de tração da viga. Nessa fase surgiram alguns problemas cuja solução será explicada oportunamente. A terceira fase do ensaio consistiu no aumento progressivo do valor do carregamento transversal até a rutura da viga, mantendo-se o esforço externo no cabo aproximadamente constante. Fizeram-se medidas de cargas, flechas, rotações, deformações relativas no con creto e no aço, abertura de fissuras e espaçamento entre fissuras.

Depois do ensaio da viga o cabo foi retirado de seu interior e algumas amostras dos fios de aço que o constituíam fo ram retiradas e ensaiadas até a rutura por tração, determinando-se para cada uma delas a curva tensão-deformação.

Fizeram-se ainda ensaios com os corpos de prova do concreto utilizado na viga.

Os resultados dos ensaios estão contidos no capítu lo seguinte.

## 5.2 - SISTEMA DE APLICAÇÃO DE CARGA.

As cargas foram aplicadas à viga por meio de macacos hidráulicos comandados por bombas hidráulicas manuais. As reações para as cargas aplicadas foram fornecidas pela estrutura montada para esse fim e esquematicamente representada na figura 6.

No sistema de carregamento transversal foram utilizados três macacos hidráulicos do tipo de 150 t de capacidade de carga, sendo que cada um deles tinha sua carga distribuída para duas posições de carga sobre a viga através de uma viga de distribuição. Entre a viga de distribuição e o macaco hidráulico foi instalada uma célula de carga (Load-Cell) para medida rigorosa do valor da carga transmitida pelo macaco. Desses três macacos hidráulicos responsáveis pelo carregamento transversal, os dois laterais foram comandados por uma bomba manual com um "Tê" de distribuição fabricado na seção de Tec. Mec. da E.E.U.F.R.U., e o central foi comandado por uma segunda bomba.

Os dois macacos do sistema de tração instalados em cada extremidade do cabo foram comandados por uma única bomba com um "Tê" de distribuição idêntico ao anterior. O valor da carga foi medido com uma célula de carga instalada entre o macaco e o apoio do sistema de tração, como se pode ver na fotografia 8.

O conjunto hidráulico de carga utilizado é de marca PONTEMAC, fabricação nacional.

## 5.3 - INSTRUMENTOS DE MEDIDA.

Cargas - Os valores das cargas aplicadas foram fornecidos pelas células de carga (Load-Cells) com a respectiva unidade indicadora. Foram utilizadas células de carga de 100.000 lbs (45.360 kg) de capacidade no sistema de tração e de 20.000 lbs (9.072 kg) de capacidade no sistema de carregamento transversal.

O conjunto é de fabricação da BLH Eletronics Inc. A unidade indicadora foi a MODEL 350 UNIVERSAL TRANSDUCER INDICATOR (SPECIAL), com caixa comutadora para 4 canais e precisão de leitura igual a 0,05 % da capacidade da célula.

Rotações - As rotações em 4 pontos da viga foram medidas com clinômetros Huggenberger Zurich, modelo CLA, precisão de 1 seg.

Deslocamentos verticais - Os deslocamentos verticais de 7 pontos da viga foram medidos por meio de réguas metálicas suspensas nos referidos pontos, determinando-se o deslocamento vertical das mesmas com um catetômetro. Escala das réguas graduada em 0,5 mm e escala da haste do catetômetro graduada em 0,1 mm.

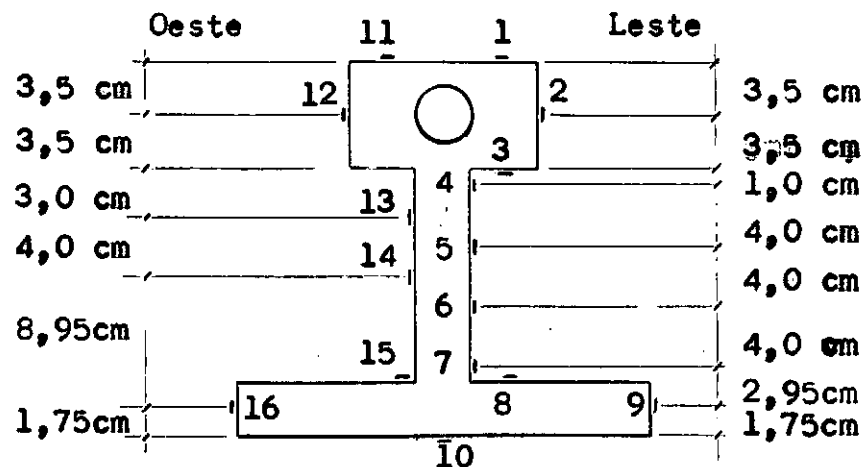
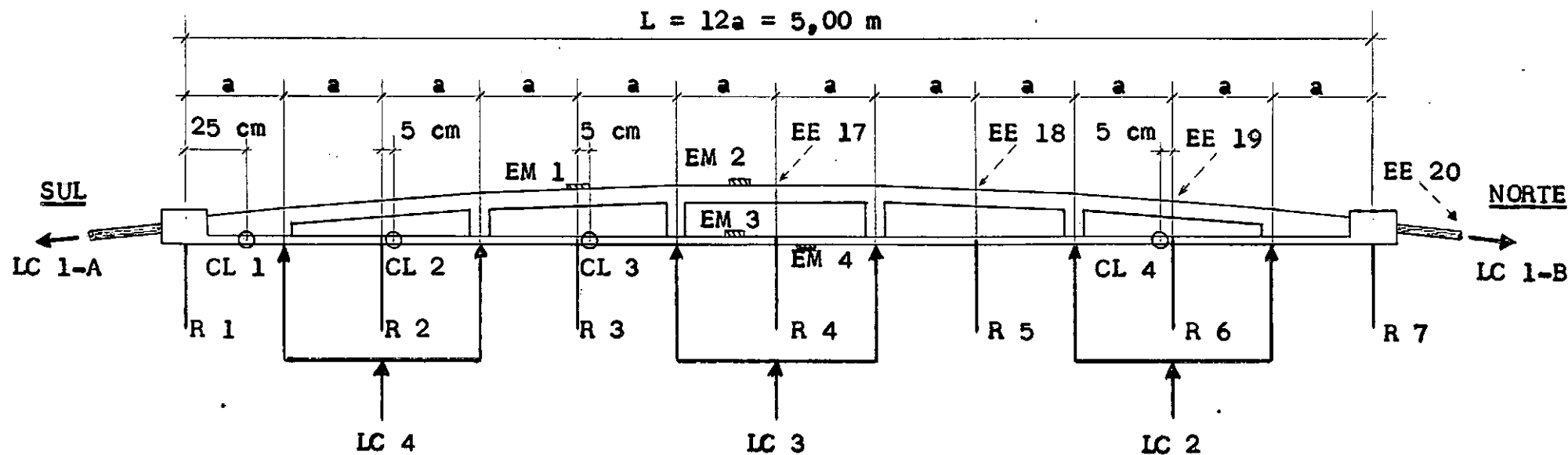
Deformações relativas no concreto e no aço - As deformações relativas no concreto em diversos pontos da seção do meio do vão e no aço em 4 pontos do cabo foram medidas colando-se nesses pontos extensômetros elétricos (strain-gages). Foram usados dois tipos de extensômetros elétricos devido à não disponibilidade na época de um único tipo em quantidade suficiente. Os do tipo SR-4 A-1 foram colados com Cola-Tudo DUCO, e os do tipo SR-4 A-7 com Araldite. Foram utilizadas duas unidades indicadoras: uma de marca Philips - DIRECT-READING MEASURING BRIDGE - PR 9300 - com uma caixa comutadora de 10 canais modelo GM 5545, e uma de marca BLH Eletronics - 120 C STRAIN INDICATOR - com caixa comutadora de 10 canais - 225 SWITCHING AND BALANCING UNIT.

A título de comparação foram instalados 4 extensômetros mecânicos Huggenberger Zurich na região central da viga.

As aberturas de fissuras foram observadas com uma lupa dotada de escala com precisão de 0,01 mm.

A figura 12 mostra esquematicamente as posições dos instrumentos de medida.





- CL - CLINÔMETRO
- EE - EXTENSÔMETRO ELÉTRICO
- EM - EXTENSÔMETRO MECÂNICO
- LC - LOAD-CELL (CÉLULA DE CARGA)
- R - RÉGUA

SEÇÃO DO MEIO DO VÃO  
EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS

POSIÇÕES DOS INSTRUMENTOS DE MEDIDA

FIGURA 12

#### 5.4 - PRIMEIRA FASE DO ENSAIO.

Na primeira fase do ensaio a viga recebeu um carregamento transversal simulando a parcela  $g_1$  do carregamento total (pêso próprio dos elementos premoldados), sendo êsse carregamento equilibrado apenas pelo efeito pênsil do cabo que foi submetido a um esforço externo de tração.

A viga foi construída de modo a receber um carregamento transversal constituído por 6 cargas concentradas aplicadas em 6 pontos separados por distâncias iguais, como mostram as figuras 6, 7 e 12.

A condição de equilíbrio para o carregamento de simulação do pêso próprio foi estabelecida com base na teoria da viga equivalente para cabos carregados transversalmente (ver [3]), tendo sido consideradas 6 cargas concentradas iguais supondo-se que o cabo se manteria retilíneo entre dois pontos quaisquer de carga. Dessa forma foram fixadas as proporções que deveriam guardar entre si as alturas da viga nos diversos pontos de carga.

Pela teoria da viga com efeito pênsil, os esforços de flexão que poderiam surgir na viga nessa fase da construção da ponte (apenas o pêso próprio dos elementos premoldados atuando) seriam aquêles decorrentes do atrito entre o cabo e o concreto, e se uma ordem conveniente fôsse seguida na colocação dos elementos premoldados aquêles esforços seriam mínimos. No nosso caso o método construtivo não reproduziu o que seria utilizado numa aplicação real, tendo a viga sido concretada de uma só vez com o cabo em sua posição, mas não com a variação retilínea por trechos, como se supôs no estudo do carregamento de simulação do pêso próprio.

Os valores das cargas fornecidas pelo Dr. Antônio A. de Noronha para essa fase do ensaio foram:

1,25 t em cada um dos seis pontos de carga

33,25 t em cada extremidade do cabo.

Planejou-se a aplicação do carregamento em 10 estágios, aumentando-se em cada estágio 10 % do valor final do carregamento.

O esforço de tração no cabo e o carregamento transversal deveriam ser mantidos constantes na segunda fase do ensaio, mas os macacos hidráulicos só atenderiam a essa exigência se continuamente se fizesse o bombeamento de óleo para seu interior para corrigir a perda de carga por vazamento, previamente constatado.

Como êsse procedimento seria impossível num ensaio a longo prazo como no caso em questão, projetou-se um dispositivo de ancoragem por parafusos para o sistema de tração (ver fotografias) e adotou-se uma solução mais simples para o sistema de carregamento transversal, pois a solução por ancoragem (escoramento) implicaria em modificações excessivas. A solução encontrada baseou-se no seguinte raciocínio: aplicando-se o carregamento transversal à viga um esforço de tração deveria ser aplicado ao cabo para se atingir o equilíbrio, na fase de simulação do peso próprio; evidentemente, se o contrário fôsse feito, ou seja, se um esforço de tração fôsse aplicado ao cabo, deveriam surgir reações transversais para equilibrar o sistema; então, se o cabo estivesse corretamente instalado e o conjunto montado bem ajustado, seria possível manter os macacos hidráulicos do sistema de carregamento transversal sem óleo, atuando apenas como apoios durante a 1ª e a 2ª fase do ensaio; assim, quando se aplicasse o esforço de tração no cabo êles ofereceriam reações equivalentes ao carregamento que deveriam aplicar, e se o esforço no cabo fôsse mantido constante as reações manter-se-iam também constantes.

Essa foi a solução adotada, e algumas folgas foram eliminadas usando-se chapas finas de aço de modo a deixar a viga bem apoiada em todos os 6 pontos de carga. A inclinação do cabo

fora da viga ficou ligeiramente alterada, e por dificuldades decorrentes da ausência de equipamento adequado não foi possível corrigi-la.

Chamamos a atenção para o fato de que nessa primeira fase do ensaio, e também na segunda, os extremos da viga não estavam apoiados, de acôrdo com a teoria.

Então, manejando-se apenas a bomba manual que comandava os macacos hidráulicos do sistema de tração, aplicou-se lentamente o esforço de tração no cabo até çêrca de 30 % do valor total ajustando-se constantemente os parafusos do sistema de ancoragem, verificando-se um funcionamento do conjunto bem próximo do previsto. No mesmo dia, presente o Dr. Ernani Diaz, elevou-se o esforço no cabo para 60 % do valor total. As cargas transversais (reações) eram apenas medidas, não se tocando nas bombas correspondentes. Em cada estágio de leituras todos os instrumentos de medida eram lidos, procurando-se manter a carga constante durante o intervalo de tempo nisso dispendido.

Para testar o conjunto quanto à perda de carga, durante dois dias fizeram-se apenas as leituras dos instrumentos.

Constatado o bom funcionamento do conjunto, elevou-se lentamente o esforço no cabo até o valor total calculado, fazendo-se periódicamente a leitura de todos os instrumentos. O carregamento transversal representado pelas reações desenvolvidas nos 6 pontos de carga não correspondeu ao calculado, e no capítulo reservado à discussão dos resultados procuraremos explicar a diferença surgida. Os parafusos do dispositivo de ancoragem foram ajustados para assegurar a manutenção da carga, e o conjunto ficou sem novos reajustes durante três dias, após os quais o esforço no cabo foi corrigido, pois havia diminuído um pouco por relaxação do aço e outras acomodações da estrutura.

## 5.5 - SEGUNDA FASE DO ENSAIO.

Um dia após a correção do esforço no cabo considerou-se que a maior parte da acomodação do aço e da estrutura em geral já fôra atingida, sendo desprezíveis as perdas que a partir|daí viessem a ocorrer. Passou-se então à segunda fase do ensaio, que consistiu na injeção de argamassa de cimento e areia destinada a garantir a aderência entre o cabo e o concreto necessária para o funcionamento daquêle como armadura de tração da viga.

A injeção foi feita pela firma STUP, que, por intermédio de seu diretor Dr. Carlos Freire Machado, prontificou-se a fornecer todo o material e equipamento necessários para aquêle serviço. O equipamento e a argamassa utilizados foram os mesmos que aquela firma aplica nos trabalhos de protensão. A operação de injeção foi supervisionada pelo Dr. Alain, engenheiro da STUP, com a presença também do Prof. Luiz Bevilacqua.

A argamassa consistiu numa mistura de cimento comum (portland), areia lavada especial, água e um aditivo da SIKA, o Intraplast. A proporção dos componentes foi: 1 kg de areia para 2 kg de água e 4 kg de cimento, e Intraplast na proporção de 2,0 % sôbre o consumo de cimento. O Manual Técnico da SIKA recomenda o uso do Intraplast na proporção de 1,0 % sôbre o consumo de cimento, mas o Dr. Alain seguiu outra orientação.

A argamassa foi injetada através de um furo existente na placa de ancoragem do cabo, e a injeção prosseguiu até que o material transbordou pelos furos feitos na viga para instalação de extensômetros elétricos no cabo, e, vedados aquêles furos, o material saiu pelo furo existente na placa de ancoragem da outra extremidade do cabo. Assegurada então a penetração da argamassa em tôda a extensão do cabo, vedaram-se com pequenos pinos de madeira os furos das placas de ancoragem. Alguns vazamentos nas partes externas do cabo foram eliminados com cêra preparada para vedação de

moldes de corpos de prova de concreto.

Com a argamassa de injeção foram moldados 4 corpos de prova cilíndricos de 5 cm x 10 cm.

Os extensômetros elétricos instalados no cabo foram danificados pela injeção de argamassa, apesar da proteção que se fizera com cêra derretida, e foram então desconectados da unidade indicadora.

A argamassa injetada deveria estar bem resistente com três dias de idade, mas os corpos de prova apresentavam-se sem resistência apreciável. Não se desmoldaram os corpos de prova nos primeiros dias pois seu estado não o permitia. Nove dias após a injeção, os corpos de prova ainda se apresentavam moles, aparentemente bastante porosos, não resistindo a ligeira pressão dos dedos. Um dêles, ao ser desmoldado, apresentou-se partido. Quinze dias após a injeção desmoldou-se outro, e êste, pressionado nas mãos, desintegrou-se. O Dr. Alain esteve no local de ensaio a nosso pedido, e sugeriu que esperássemos mais alguns dias. Admitiu que a dosagem que utilizara não correspondia à usualmente adotada na STUP.

Passados mais alguns dias, notou-se uma pequena melhora no estado da argamassa, mas a resistência desta não podia ser considerada boa. Abrindo-se a bainha na parte livre do cabo a má qualidade da injeção foi comprovada, pois a argamassa se pulverizava sob a pressão dos dedos. Entretanto, em alguns pontos, como no meio da viga, a argamassa apresentava-se bastante dura. Nada poderia ser afirmado categoricamente sobre o estado da argamassa no interior da viga.

Examinando esta, constatamos a existência de um vazio contínuo entre a bainha e o cabo, em quase tôda a extensão da viga. Discutido o problema com os Srs. Dr. Antônio Alves de Noronha F<sup>o</sup>, Dr. Samuel Rezende (da SIKA), Dr. Ernani Diaz, Prof. Fernando Luiz Lobo B. Carneiro, Prof. Luiz Bevilacqua e Prof. George

Pincus, resolveu-se injetar no vazio existente o produto Colma-Injeção, da SIKA, próprio para injeção em fissuras de concreto.<sup>1</sup>

Preparou-se então a viga para a aplicação daquele produto, limpando-se cuidadosamente o vazio com ar comprimido e instalando-se pequenos tubos plásticos fixados com Colma-Fix, através dos quais far-se-ia a injeção sob pressão. A aplicação de Colma-Injeção foi feita 25 dias após a injeção de argamassa.<sup>1</sup> O Sr. Nelson e o Sr. Bizerra, da SIKA, cuidaram do serviço de injeção, e o equipamento e o material utilizados foram fornecidos gratuitamente por aquela firma por gentil oferecimento de seu diretor Dr. Samuel Rezende. Usou-se o compressor da seção de Tec. Mec.<sup>1</sup>

Nessa altura do ensaio a argamassa já adquirira certa resistência, mas permanecia em dúvida a existência ou não de aderência suficiente.<sup>1</sup> Improvisamos uma ancoragem para o cabo nos extremos da viga usando Colma-Fix, como se pode ver na fotografia n.º 9.<sup>1</sup>

As perspectivas de um bom funcionamento da viga ficaram reduzidas com o problema surgido com a argamassa.<sup>1</sup> A aplicação de Colma-Injeção melhorou um pouco a situação, e continuou-se com o ensaio com esperanças em um resultado razoável.

No decorrer dessa fase do ensaio foram retirados em datas diferentes o catetômetro e os clinômetros; e foram desmontadas as unidades indicadoras das células de carga e dos extensômetros elétricos, para utilização em outra experiência do Programa de Engenharia Civil.

Alguns extensômetros elétricos aplicados no concreto foram danificados com a injeção de argamassa, e assim outros foram instalados e ligados ao indicador da BLH, pois o da Philips se encontrava com defeito. Alguns extensômetros elétricos permaneceram ligados ao instrumento da Philips, mas outros que a ele estavam ligados foram transferidos para a unidade da BLH.

## 5.16 - TERCEIRA FASE DO ENSAIO.

Essa fase consistiu na aplicação de um carregamento transversal representando a soma da carga móvel com a parcela de carga permanente que introduziria flexão na viga (parcela  $g_2 + p$  do carregamento total). O carregamento teve seu valor gradativamente aumentado até que se verificou a ruptura da mesa de compressão, sendo que antes disso o carregamento foi um pouco modificado numa tentativa de romper a viga por cortante.

Antes do início da aplicação desse carregamento os instrumentos de medida que haviam sido retirados para uso em outra experiência foram re-instalados. A folga existente nos apoios da viga foi eliminada com a introdução de chapas finas de aço, pois nessa fase a viga deveria trabalhar apoiada nos extremos.

Os valores das cargas para essa fase do ensaio fornecidos pelo Dr. Antônio A. de Noronha F<sup>o</sup> foram os seguintes:

- 1,5 t em cada um dos dois pontos centrais de carga
- 0,6 t em cada um dos outros quatro pontos de carga.

Portanto, 1,2 t nos macacos hidráulicos n<sup>o</sup> 2 e 4 e 3,0 t no macaco hidráulico n<sup>o</sup> 3.

A aplicação do carregamento fêz-se através de acréscimos lentos, procurando-se manter a mesma proporção entre as cargas nos diversos pontos. O esforço de tração externamente aplicado no cabo foi mantido mais ou menos constante, ajustando-se frequentemente os parafusos do sistema de ancoragem e fazendo-se uso também dos macacos hidráulicos do sistema de tração. No início dessa fase do ensaio os parafusos de ancoragem estavam presos e foi necessário aumentar o esforço no cabo ligeiramente para soltá-los.

No comando das bombas hidráulicas e no controle



dos parafusos de ancoragem estiveram o Sr. Jorge Ozório Santos e o Sr. Luiz Lopes Aguiar. A parte de leitura dos instrumentos coube ao Prof. George Pincus e a nós, sendo que recebemos ainda a colaboração do Prof. Fernando Luiz Lobo B. Carneiro, do Prof. Luiz Bevilacqua, do Dr. Ernani Diaz e do Dr. Antônio A. de Noronha F<sup>o</sup>, no sentido de como conduzir o ensaio.

A aplicação das cargas teve início às 12 h 04 min do dia 24 de junho de 1968, e o ensaio terminou somente às 01 h 20 min do dia 25. Uma das células de carga foi substituída quase no final da prova por outra de maior capacidade, pois chegara-se ao limite da sua (célula de carga n<sup>o</sup> 3, substituída no intervalo entre o 29<sup>o</sup> e o 30<sup>o</sup> estágio de leituras da 3<sup>a</sup> fase do ensaio por uma célula de carga de 100.000 lbs (45.360 kg) de capacidade).

Alguns estalidos fortes foram ouvidos durante o ensaio, provavelmente decorrentes de acomodações dos rolos de apoio e de outras partes da estrutura.

Até o 29<sup>o</sup> estágio de leituras a aplicação do carregamento obedeceu ao planejamento inicial. Como a viga resistia bem à flexão, modificou-se a forma do carregamento numa tentativa de forçar a rutura da viga por esforço cortante. Chegou-se ao limite da capacidade das células de carga 2 e 4, e não se conseguiu a rutura da viga. Novamente se modificou o carregamento, desta vez aliviando os extremos e aumentando o valor da carga nos dois pontos médios, até a rutura da mesa de compressão sob o 4<sup>o</sup> ponto de carga contado a partir do lado sul da viga.

Não se anotou o momento em que surgiram as primeiras fissuras e nem a sequência em que surgiram e o desenvolvimento das mesmas. Apenas a abertura de uma das fissuras foi anotada em alguns estágios.

Em virtude da rotação acentuada das extremidades da viga e de serem os rolos entre as vigas de distribuição e a viga

em ensaio soldados às placas inferiores, surgiram esforços laterais nos macacos hidráulicos 2 e 4. Isso fez com que aqueles macacos hid. sofressem também uma rotação, e suas bases deixaram de apoiar-se perfeitamente nas placas colocadas sobre o par de perfis U.

Nos extremos da viga foram instalados dois deflectômetros numa tentativa de medir um possível escorregamento do cabo. Infelizmente uma série de fatores estranhos ao fenômeno influenciou nas medidas inutilizando-as, um desses fatores sendo a rotação da viga.

## 5.7 - ENSAIOS DE CORPOS DE PROVA DE CONCRETO E DE AÇO.

Os corpos de prova de concreto foram rompidos na prensa AMSLER do Laboratório de Ensaios do ETUB, sendo apenas um deles rompido no laboratório do I.N.T.

Os corpos de prova N-3 e N-4 foram ensaiados com velocidade de carregamento baixa, pois nêles foram instalados ex tensômetros elétricos para medida de deformação relativa e posteri or traçado da curva tensão-deformação. Os extensômetros elétricos utilizados foram do tipo SR-4 A-1, e a unidade de leitura foi a "120 C Strain Indicator" com a caixa comutadora "225 Switching and Balancing Unit". No corpo de prova N-3 foram colados dois extensô metros elétricos no sentido longitudinal, diametralmente opostos, e dois no sentido transversal, todos na seção transversal média do corpo de prova. No corpo de prova N-4 foram colados quatro, todos no sentido longitudinal e na seção transversal média, diametralmente opostos dois a dois.

Dos 4 corpos de prova da argamassa de injeção, três foram destruídos nas mãos logo após desmoldados, como se explicou no item 5.5. O único que ficou para ser ensaiado não estava per feito, mas com o capeamento foi possível melhorar seu estado e êle foi então rompido na máquina de ensaios do Departamento de Metalurgia da COPPE, de marca INSTRON.

Os corpos de prova de fios de aço do cabo utilizado foram rompidos na máquina INSTRON acima citada. O sistema de regis tro gráfico daquela máquina forneceu os gráficos carga-deformação | relativa de todos os 14 ensaios de amostras de aço, graças ao uso de extensômetros elétricos especiais do conjunto de acessórios da INSTRON.

Os corpos de prova de aço foram retirados de dois fios do cabo, um deles da parte do cabo que ficou para cima e o

outro da parte inferior. O cabo, na realidade, estava meio torcido e não se pode precisar a posição dêsses fios ao longo da viga, tendo sido tomada como referência a posição na extremidade norte. Os corpos de prova numerados de 1 a 7 foram cortados do fio superior, e os de 8 a 14 do fio inferior. As posições de onde foram retiradas as amostras foram as seguintes: 1 e 8 - extremidade livre norte; 2 e 9 -  $1/6$  do vão, a partir da extremidade norte; 3 e 10 -  $1/3$  do vão, correspondendo ao ponto onde se deu a rutura da armadura suplementar longitudinal vizinha ao cabo; 4 e 11 - meio do vão; 5 e 12 -  $2/3$  do vão; 6 e 13 -  $5/6$  do vão; 7 e 14 - extremidade livre sul.

O ensaio dessas amostras dos fios do cabo visou descobrir o estado de solicitação máximo atingido durante o ensaio da viga, para facilitar a análise dos resultados dêste.

No capítulo seguinte estão condensados os resultados dos ensaios de corpos de prova de concreto e de aço.

## Capítulo VI

### RESULTADOS

Apresentamos neste capítulo os resultados do ensaio da viga e dos ensaios de corpos de prova de concreto e de aço, condensados sob a forma de tabelas, gráficos e figuras.

As tabelas de n<sup>os</sup> 1 a 7 referem-se à primeira e à segunda fase do ensaio. As tabelas de n<sup>os</sup> 8 a 18 e a tabela n<sup>o</sup> 21 referem-se à terceira fase do ensaio. As tabelas de n<sup>os</sup> 19 e 20 referem-se aos ensaios de corpos de prova de concreto e de aço, respectivamente.

Na terceira fase do ensaio consideramos o 5<sup>o</sup> estágio de leituras como estágio inicial, ou seja, último estágio em que a viga trabalhou com os extremos não apoiados. Só foram consideradas as deformações ocorridas a partir desse estágio, desprezando-se as deformações ocorridas antes.

Na tabela n<sup>o</sup> 10 temos

$T_{med}$  = semi-soma das cargas indicadas pelas células de carga 1-A e 1-B

$P_{tot}$  = soma das cargas indicadas pelas células de carga 2, 3 e 4

$R_{tot} = P_{tot} - 2.T_{med}.\text{sen } \alpha$  = soma das reações de apoio

$\alpha$  = ângulo de inclinação do cabo com a horizontal, na parte externa da viga. Adotamos  $\text{sen } \alpha = 0,11$ .

Na tabela n<sup>o</sup> 20 temos

$\phi$  = diâmetro do fio

S = área da seção transversal do fio

N<sub>e</sub> = esforço axial correspondente ao escoamento convencional

$\sigma_e$  = tensão de escoamento convencional

$\epsilon_e$  = alongamento relativo correspondente ao escoamento convencional

N<sub>máx</sub> = esforço axial máximo atingido no ensaio

$\sigma_{máx}$  = tensão máxima de tração

$\epsilon_{máx}$  = alongamento relativo máximo verificado.

Na tabela nº 21 temos

H<sub>med</sub> = T<sub>med</sub>.cos  $\alpha$

F = flecha no meio do vão

4P<sub>1</sub> = soma das cargas indicadas pelas células 2 e 4

2P<sub>2</sub> = carga indicada pela célula 3

M<sub>tot</sub> = momento numa viga simplesmente apoiada para o carregamento total (4P<sub>1</sub> + 2P<sub>2</sub>)

N<sub>b</sub>' . z = M<sub>tot</sub> - H<sub>med</sub> ( D<sub>1</sub> + F ) = momento absorvido pela viga.

Na elaboração da tabela nº 21 consideramos

cos  $\alpha$  = 0,994      e      D<sub>1</sub> = 0,147 m

No quadro 1 temos

$M_{tot}^*$  = momento no meio do vão de uma viga simplesmente apoiada para o carregamento total, no estágio de rutura

$N_b^{*.}z_u$  = momento absorvido pela viga, no estágio de rutura

$F_u$  = flecha no meio do vão, no estágio de rutura.

A 1<sup>a</sup> hipótese a que se refere o quadro 1 consiste na aplicação da equação (5) com  $H = 31.700$  kgf (aproximadamente igual ao valor de  $H_{med}$  no 5<sup>o</sup> estágio de leituras da terceira fase) e com  $F_u$  calculado pela condição arbitrária (9).

A 2<sup>a</sup> hipótese consiste na aplicação da mesma equação, mas com o valor de  $H$  igual ao de  $H_{med}$  no 31<sup>o</sup> estágio de leituras da 3<sup>a</sup> fase e com o valor de  $F_u$  obtido do ensaio no mesmo estágio. Tanto na 1<sup>a</sup> como na 2<sup>a</sup> hipótese o valor de  $N_b^{*.}z_u$  foi calculado adotando-se a hipótese das seções planas e o diagrama simplificado retangular para as tensões de compressão no concreto (ver os cálculos apresentados no apêndice).

A última linha do quadro 1 contém os valores de  $F_u$  e  $M_{tot}^*$  obtidos do ensaio e o valor de  $N_b^{*.}z_u$  calculado com a equação (5).

No quadro 2 temos

$T_b^* + T_a^*$  = esforço cortante líquido calculado com a equação (12)

$Q_c + Q_a$  = esforço cortante líquido calculado com a teoria "aditiva" do C.E.B. (ver [7] e [4])

$Q_p$  = esforço cortante correspondente à ruptura por esmagamento das bielas comprimidas de concreto

$x$  = distância do apoio à seção onde se estuda a ação do esforço cortante.

No quadro 3 temos

$F^1$ ,  $F^2$  e  $F^e$  - respectivamente, flechas no meio do vão de terminadas pelo método dos momentos estáticos das áreas com as hipóteses de cálculo 1 e 2, e flecha obtida do ensaio

$\theta^1$ ,  $\theta^2$  e  $\theta^e$  - respectivamente, rotações no apoio sul de terminadas pelo método dos momentos estáticos das áreas com as hipóteses de cálculo 1 e 2, e rotação obtida do ensaio.

A hipótese de cálculo 1 corresponde a tomar como momento líquido (absorvido pela viga) todo o momento acrescido na 3ª fase do ensaio, ou seja,  $M_f^{i1} = M_{tot}^i - Hmed \cdot y_i$ , e a hipótese 2 reside em tomar aquele momento reduzido da parcela  $Hmed \cdot f_i$ , ou seja,  $M_f^{i2} = M_{tot}^i - Hmed (y_i + f_i)$ .

Os gráficos 1 a 15 foram traçados com os dados das tabelas 10, 12, 14, 16 e 18. O gráfico 16 reproduz a curva tensão-deformação do aço utilizado, sob forma simplificada, obtida com os ensaios de amostras dos fios do cabo. Os gráficos 17 e 18 mostram as curvas tensão-deformação obtidas para o concreto com os ensaios dos corpos de prova N-3 e N-4.

A figura 13 mostra a distribuição de fissuras surgidas, sendo o espaçamento médio entre fissuras igual a 10 cm.



TABELAS

E

GRÁFICOS



TABELA Nº 1  
Continuação

CÉLULAS DE CARGA 1-A e 1-B - CAPACIDADE = 100.000 lbs  
(45.360 kg)

CÉLULAS DE CARGA 2, 3 e 4 - CAPACIDADE = 20.000 lbs  
(9.072 kg)

INDICAÇÕES DAS CÉLULAS DE CARGA EM % DA CAPACIDADE RESPECTIVA

ESTÁGIOS DE LEITURAS	CÉLULAS DE CARGA						
	1-A	1-B	2	3	4	DATA	HORA
26	72,30	73,18	23,60	30,55	23,88	29/05	08:21
27	72,15	73,05	23,47	30,60	23,80	30/05	09:00
28	72,20	73,05	23,40	30,80	23,80	31/05	08:15
29	72,20	73,07	23,60	30,45	23,90	01/06	09:00
30	-----	-----	-----	-----	-----	"	-----
31	72,05	72,90	23,50	30,45	23,85	03/06	08:20
32	71,95	72,80	23,45	30,40	23,85	04/06	08:05
33	71,75	72,55	23,20	30,65	23,60	05/06	08:20
34	71,70	72,55	23,28	30,50	23,53	06/06	08:20
35	71,65	72,50	23,30	30,50	23,75	07/06	08:40
36	71,57	72,40	23,30	30,25	23,57	08/06	08:05
37	71,18	72,00	22,90	30,92	23,27	10/06	08:15
38	71,15	71,95	22,85	30,95	23,30	11/06	08:45
39	71,10	71,92	22,78	30,95	23,30	12/06	09:05
40	71,18	72,00	22,83	30,85	23,30	13/06	08:30
41	71,10	71,98	22,80	31,00	23,30	14/06	08:40
42	71,15	71,97	22,85	30,90	23,33	15/06	08:25
43	70,95	71,75	22,67	31,10	23,15	17/06	08:00
44	70,80	71,55	22,55	31,15	23,00	"	10:52
45	70,90	71,70	22,53	31,22	23,05	18/06	08:40
46	70,48	71,30	22,43	30,85	22,65	19/06	19:00
47	70,82	71,65	22,60	31,10	22,85	20/06	08:10
48	70,65	71,42	22,42	31,17	22,80	21/06	08:10

## Indicações das células de carga em kg

ESTÁGIOS DE LEITURAS					
	1-A	1-B	2	3	4
1	91	340	127	127	127
2	10.070	10.592	826	844	776
3	18.598	19.097	1.350	1.556	1.320
4	18.235	18.720	1.302	1.551	1.279
5	18.217	18.679	1.302	1.560	1.287
6	18.144	18.607	1.289	1.569	1.277
7	18.598	18.979	1.339	1.521	1.320
8	20.049	20.457	1.442	1.601	1.420
9	23.338	23.995	1.692	1.828	1.612
10	26.672	27.397	1.905	2.091	1.819
11	30.006	30.105	1.970	2.429	1.964
12	33.203	33.644	2.209	2.740	2.209
13	32.568	32.977	2.148	2.722	2.159
14	32.206	32.614	2.132	2.690	2.150
15	33.680	34.056	2.200	2.803	2.215
16	33.498	33.852	2.180	2.790	2.191
17	33.362	33.757	2.185	2.771	2.193
18	33.272	33.712	2.179	2.819	2.186
19	33.204	33.644	2.165	2.830	2.177
20	33.181	33.598	2.159	2.833	2.177
21	33.045	33.453	2.159	2.794	2.168
22	32.977	33.385	2.159	2.771	2.173
23	32.682	33.054	2.127	2.758	2.141
24	32.895	33.308	2.154	2.767	2.170
25	-----	-----	-----	-----	-----
26	32.795	33.194	2.141	2.771	2.166
27	32.727	33.135	2.129	2.776	2.159
28	32.750	33.135	2.123	2.794	2.159
29	32.750	33.145	2.141	2.762	2.168
30	-----	-----	-----	-----	-----
31	32.682	33.067	2.132	2.762	2.164
32	32.637	33.022	2.127	2.758	2.164
33	32.546	32.909	2.105	2.781	2.141
34	32.523	32.909	2.112	2.767	2.135
35	32.500	32.886	2.114	2.767	2.146
36	32.464	32.841	2.114	2.744	2.139
37	32.287	32.659	2.077	2.805	2.111
38	32.274	32.637	2.073	2.808	2.114
39	32.251	32.623	2.067	2.808	2.114
40	32.287	32.659	2.071	2.799	2.114
41	32.251	32.650	2.068	2.812	2.114
42	32.274	32.646	2.073	2.803	2.116
43	32.183	32.546	2.057	2.821	2.100
44	32.115	32.455	2.046	2.826	2.087
45	32.160	32.523	2.044	2.832	2.091
46	31.970	32.342	2.035	2.799	2.055
47	32.124	32.500	2.050	2.821	2.073
48	32.047	32.396	2.034	2.828	2.068

TABELA Nº 3

Leituras das réguas com Catetômetro - Unidade = cm

ESTÁGIOS DE LEITURAS	RÉGUAS							REF. NO CATET.
	1	2	3	4	5	6	7	
1	3,45	4,05	4,35	3,75	4,95	5,05	4,75	96,930
2	3,55	3,90	4,25	3,70	4,70	4,80	4,75	"
3	3,65	4,00	4,30	3,80	4,90	4,95	4,80	"
4	3,65	4,05	4,35	3,80	4,93	4,92	4,75	"
5	3,65	4,00	4,35	3,80	4,93	4,92	4,75	"
6	3,70	4,10	4,40	3,80	5,00	5,10	4,95	"
7	3,65	4,00	4,35	3,80	4,97	5,00	4,85	"
8	3,65	4,00	4,33	3,80	4,96	5,00	4,85	"
9	3,65	4,03	4,35	3,80	4,98	5,00	4,87	"
10	3,70	4,07	4,37	3,84	5,00	5,05	4,90	"
11	3,70	4,07	4,40	3,87	5,03	5,05	4,90	"
12	3,70	4,10	4,45	3,90	5,07	5,10	4,90	"
13	3,70	4,12	4,45	3,92	5,07	5,08	4,90	"
14	3,70	4,15	4,47	3,92	5,08	5,07	4,90	"
15	3,72	4,15	4,48	3,95	5,10	5,10	4,93	"
16	3,73	4,15	4,48	3,95	5,10	5,10	4,95	"
17	3,75	4,15	4,48	3,95	5,10	5,10	4,92	"
18	3,77	4,18	4,50	3,97	5,13	5,12	4,93	"
19	3,75	4,18	4,52	4,00	5,15	5,13	4,97	"
20	3,75	4,17	4,52	4,00	5,17	5,15	5,00	"
21	3,75	4,15	4,52	4,02	5,20	5,20	5,07	"
22	3,77	4,15	4,53	4,00	5,17	5,17	5,02	"
23	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	"
24	3,75	4,17	4,53	4,00	5,15	5,15	4,98	"
* 25	3,67	4,07	4,45	3,92	5,07	5,07	4,87	"
26	3,67	4,08	4,45	3,92	5,07	5,07	4,87	"
27	3,65	4,08	4,43	3,90	5,05	5,05	4,85	"
28	3,62	4,08	4,43	3,90	5,05	5,05	4,85	"
29	3,60	4,07	4,45	3,95	5,12	5,13	4,97	"
* 30	3,67	4,12	4,47	3,93	5,08	5,08	4,88	"
31	3,70	4,13	4,48	3,95	5,10	5,10	4,90	"
32	3,72	4,15	4,50	3,95	5,08	5,07	4,87	"
33	3,73	4,17	4,50	3,95	5,10	5,10	4,88	"
34	3,70	4,15	4,50	3,97	5,10	5,10	4,90	"
35	3,75	4,15	4,50	3,95	5,08	5,08	4,87	"
36	3,73	4,15	4,50	3,95	5,10	5,07	4,87	"
37	3,75	4,15	4,50	3,98	5,10	5,10	4,90	"
RETIRADO O CATETÔMETRO PARA USO EM OUTRO ENSAIO								

\* Leitura após correção do nível da luneta.

TABELA Nº 4

Leitura do Clinômetro:  $m + n$

$m$  = número de unidades lidas no tambor vertical

$n$  = " " " " " " horizontal

1 unidade lida no tambor vertical corresponde a

250 unidades lidas no tambor horizontal

1 unidade lida no tambor horizontal = 1,06 seg

ESTÁGIOS DE LEITURAS	CLINÔMETROS			
	1	2	3	4
1	-----	-----	-----	-----
2	-----	-----	-----	-----
3	-----	-----	-----	-----
4	-----	-----	-----	-----
5	16 + 235,0	16 + 60,0	16 + 230,5	16 + 230,5
6	16 + 229,0	16 + 60,0	16 + 224,5	16 + 249,0
7	16 + 216,0	16 + 58,0	16 + 232,7	17 + 5,0
8	16 + 213,5	16 + 53,1	16 + 222,0	17 + 4,0
9	16 + 208,0	16 + 51,0	16 + 222,0	17 + 0,5
10	16 + 216,5	16 + 53,0	16 + 228,0	16 + 241,0
11	16 + 236,0	16 + 76,1	16 + 247,0	16 + 207,5
12	17 + 30,0	16 + 101,5	16 + 241,0	16 + 202,0
13	17 + 52,5	16 + 115,5	16 + 243,0	16 + 196,0
14	17 + 54,0	16 + 122,0	16 + 240,0	16 + 195,55
15	17 + 52,5	16 + 121,0	16 + 238,0	16 + 193,5
16	17 + 50,5	16 + 126,5	16 + 233,0	16 + 192,5
17	17 + 61,5	16 + 125,0	16 + 234,5	16 + 204,0
18	17 + 74,5	16 + 134,0	16 + 234,5	16 + 209,0
19	17 + 88,55	16 + 140,0	16 + 232,5	16 + 207,0
20	17 + 90,5	16 + 141,5	16 + 232,0	16 + 202,0
21	17 + 71,5	16 + 133,5	16 + 227,0	16 + 241,5
22	17 + 71,5	16 + 137,5	16 + 229,0	16 + 236,5
23	-----	-----	-----	-----
24	17 + 67,5	16 + 138,5	16 + 229,0	16 + 232,5
25	-----	-----	-----	-----

Continua

TABELA Nº 4

(Continuação)

ESTÁGIOS DE LEITURAS	CLINÔMETROS			
	1	2	3	4
26	17 + 70,0	16 + 139,0	16 + 227,0	16 + 230,0
27	17 + 81,0	16 + 143,3	16 + 229,7	16 + 229,0
28	17 + 83,5	16 + 146,0	16 + 223,5	16 + 224,0
29	17 + 71,0	16 + 144,0	16 + 221,3	16 + 225,5
30	-----	-----	-----	-----
31	17 + 68,0	16 + 141,0	16 + 220,0	16 + 226,0
32	17 + 69,5	16 + 143,0	16 + 221,0	16 + 225,0
33	17 + 78,0	16 + 145,0	16 + 219,5	16 + 221,0
34	17 + 71,0	16 + 143,5	16 + 212,0	16 + 221,0
35	17 + 72,0	16 + 145,0	16 + 213,0	16 + 221,0
36	17 + 60,0	16 + 143,0	16 + 210,5	16 + 223,0
37	17 + 91,5	16 + 152,5	16 + 214,5	16 + 215,5
38	17 + 87,0	16 + 150,5	16 + 213,0	16 + 215,0
39	17 + 95,0	16 + 154,6	16 + 217,0	16 + 216,5
40	17 + 90,5	16 + 168,0	16 + 218,5	16 + 210,0
41	17 + 94,0	16 + 168,0	16 + 217,0	16 + 208,5
RETIRADOS OS CLINÔMETROS PARA USO EM OUTRO ENSAIO				

TABELA Nº 5

DEFORMAÇÕES RELATIVAS - EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS NO CABO

APARELHO INDICADOR: 120 C STRAIN INDICATOR (BLH)

CAIXA COMUTADORA: 225 SWITCHING AND BALANCING UNIT (BLH)

UNIDADE =  $10^{-6}$ 

ESTÁGIOS DE LEITURAS	EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS			
	17	18	19	20
1	0	0	0	0
2	1.250	1.070	1.080	575
3	2.145	1.898	1.888	1.343
4	1.993	1.900	1.762	1.232
5	1.980	1.883	1.755	1.228
6	1.950	1.810	1.700	1.160
7	1.979	1.794	1.748	1.243
8	2.115	1.926	1.895	1.393
9	2.517	2.257	2.236	1.731
10	2.875	2.590	2.590	2.067
11	3.245	2.850	2.932	2.317
12	3.603	3.174	3.310	2.645
13	3.432	3.103	3.208	2.532
14	3.345	3.007	3.110	2.440
15	3.505	3.150	3.270	2.592
16	3.495	3.143	3.250	2.572

OBSERVAÇÃO: Os extensômetros elétricos colados no cabo de aço foram danificados pela injeção de argamassa, executada depois do 16º estágio de leituras.



TABELA Nº 6

DEFORMAÇÕES RELATIVAS MEDIDAS COM EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS (STRAIN GAGES)

APARELHO INDICADOR: DIRECT-READING MEASURING BRIDGE PR 9300 (PHILIPS)

CAIXA COMUTADORA : ADAPTOR GM 5545 (PHILIPS)

UNIDADE =  $10^{-6}$  (Os valores da tabela devem ser multiplicados por 2)

ESTÁGIOS DE LEITURAS	EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0	0	0	- 50	- 25	80	10	30	- 10	0
2	50	65	50	0	10	130	50	60	0	30
3	60	97	57	10	25	12	40	55	0	30
4	60	65	50	20	25	55	35	35	- 30	20
5	60	70	55	- 5	25	85	40	55	- 20	30
6	62	68	42	- 45	6	32	5	15	- 40	10
7	45	30	50	- 37	13	70	13	38	- 30	15
8	60	50	47	- 30	0	80	23	35	- 32	15
9	50	70	55	- 15	15	70	2	30	- 37	12
10	70	130	80	45	30	100	30	50	- 35	25
11	55	78	83	- 2	8	63	18	26	- 54	0
12	70	100	80	5	25	85	30	48	- 37	23
13	70	90	85	- 10	37	85	25	60	- 15	15
14	40	80	50	- 30	- 15	90	- 25	10	- 60	- 15
15	60	80	70	- 15	30	125	15	45	- 20	5
16	60	83	65	- 30	30	110	10	30	- 25	5
17	110	150	80	10	- 650	100	450	690	- 25	13
18	280	45	20	- 30	40	40	20	- 15	- 100	- 30
19	150	45	40	- 50	50	40	20	- 50	- 95	- 30
20	255	5	35	- 105	15	75	35	- 45	- 85	- 30

TABELA Nº 6

(Continuação)

ESTÁGIOS DE LEITURAS	EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
21	190	- 20	30	- 70	- 5	95	- 10	- 65	- 130	- 80
22	380	5	65	- 50	25	150	50	50	- 70	- 5
23	160	- 40	0	- 90	- 25	130	0	0	- 110	- 50
24	415	- 5	35	- 85	- 15	155	5	- 10	- 75	- 15
25	430	- 20	- 15	- 120	- 35	130	- 5	5	- 115	- 30
26	345	- 15	30	- 320	- 35	150	- 45	- 35	- 90	- 40
27	280	- 45	25	- 135	- 35	145	- 30	- 20	- 130	- 70
28	65	0	20	- 120	- 30	90	0	0	- 60	- 50
29	35	35	50	- 100	- 45	145	- 15	15	- 60	- 30
30	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
31	60	- 15	50	- 60	- 40	120	- 40	30	- 90	10
32	60	- 10	25	- 145	- 50	120	- 5	5	- 55	20
33	65	- 60	15	- 105	- 90	150	- 40	15	- 65	- 10
34	- 30	- 35	- 50	- 150	- 80	60	- 80	- 70	- 120	- 40
35	- 5	- 20	- 30	- 130	- 65	170	- 40	- 35	- 50	- 30
36	- 45	- 65	- 35	- 165	- 85	150	- 70	- 60	- 120	- 25
37	130	- 60	70	- 180	- 50	215	- 50	- 35	- 140	- 30
38	- 25	- 45	70	- 180	- 150	70	- 140	- 60	- 130	- 80
39	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
40	- 40	- 115	---	- 75	- 70	---	- 50	- 100	---	- 80
41	- 45	- 80	---	- 190	- 125	---	- 140	20	---	- 65

TABELA Nº 7

LEITURAS RELATIVAS A EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS COLADOS NO CONCRETO

APARELHO INDICADOR: 120 C STRAIN INDICATOR (BLH)

CAIXA COMUTADORA : 225 SWITCHING AND BALANCING UNIT (BLH)

UNIDADE =  $10^{-6}$ 

ESTÁGIOS DE LEITURAS	EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS								
	11	12	13	14	15	16	3	6	9
1	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
32	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	-----	-----	-----
33	29.995	29.997	30.003	30.033	30.012	29.970	-----	-----	-----
34	30.012	30.001	30.005	30.054	30.040	29.968	-----	-----	-----
35	30.033	30.003	30.016	30.066	30.035	29.971	-----	-----	-----
36	30.050	30.010	30.023	30.083	30.058	29.973	-----	-----	-----
37	30.031	29.990	30.020	30.099	30.068	29.940	-----	-----	-----
38	30.038	29.998	30.010	30.110	30.083	29.940	30.000	30.000	30.000
39	30.047	29.987	30.015	30.111	30.073	29.945	29.988	29.990	29.990
40	30.055	29.985	30.018	30.117	30.083	29.952	29.990	29.997	30.000
41	30.045	29.978	30.017	30.123	30.082	29.940	29.990	29.995	30.000
42	-----	29.981	30.018	30.127	30.090	29.940	29.990	29.998	30.000
43	-----	29.972	30.015	30.138	30.098	29.925	29.983	29.982	29.993

## INDICAÇÕES DAS CÉLULAS DE CARGA EM % DA CAPACIDADE RESPECTIVA

ESTÁGIOS DE LEITURAS	CÉLULAS DE CARGA						
	1-A	1-B	2	3	4	DATA	HORA
1	70,40	71,15	23,07	30,85	23,57	22/06	08:20
2	70,25	70,95	23,00	30,77	23,45	22/06	20:20
3	70,10	70,80	22,95	30,80	23,33	23/06	17:18
4	70,25	71,00	23,00	31,00	23,55	24/06	08:17
5	70,05	70,70	22,85	30,90	23,35	24/06	10:30
6	71,12	71,20	25,57	36,40	24,00	24/06	12:04
7	70,55	70,20	26,30	39,15	25,40	"	13:17
8	70,80	70,36	27,23	41,85	27,85	"	13:39
9	70,60	69,70	28,35	44,58	28,90	"	-----
10	70,75	69,67	27,45	47,28	30,25	"	15:00
11	70,80	69,73	28,77	50,02	31,83	"	15:40
12	70,85	69,95	29,10	52,50	31,60	"	16:06
13	70,85	69,68	31,40	55,60	33,13	"	16:34
14	70,75	69,50	32,80	58,30	34,50	"	16:58
15	70,85	69,40	33,43	60,85	35,30	"	17:17
16	71,08	69,45	34,90	63,90	37,20	"	17:36
17	70,87	69,42	35,85	66,62	38,00	"	17:55
18	71,60	70,30	38,10	69,37	39,80	"	18:17
19	71,65	70,05	39,00	72,25	40,45	"	18:33
20	-----	-----	-----	-----	-----	"	-----
21	71,65	70,00	40,45	74,55	41,40	"	18:52
22	70,77	70,10	40,70	77,55	41,15	"	19:12
23	-----	-----	-----	-----	-----	"	-----
24	70,15	70,53	41,75	80,45	42,45	"	19:32
25	70,95	70,33	43,70	83,20	44,12	"	19:55
26	71,00	70,25	45,78	86,00	45,68	"	20:08
27	71,65	70,80	47,50	88,81	47,50	"	-----
28	71,35	70,35	48,65	94,00	48,70	"	20:57
29	72,25	70,75	50,60	99,50	50,33	"	21:28
* 30	71,70	69,65	47,70	20,47	49,90	"	23:08
31	72,55	69,95	54,20	20,35	53,00	"	23:30
32	72,90	70,00	58,90	19,15	59,45	"	23:39
33	74,05	71,45	67,85	17,00	69,90	"	-----
34	-----	70,60	76,70	15,00	78,90	"	-----
35	74,90	72,30	88,00	12,60	90,10	"	-----
36	74,45	71,50	100,80	9,65	103,00	25/06	00:13
37	72,25	70,25	46,30	21,20	47,20	"	00:27
38	74,20	-----	26,55	26,20	28,27	"	-----
39	77,20	76,10	26,40	27,35	27,20	"	-----
40	62,60	-----	-----	27,50	-----	"	-----

## Indicações das células de carga em kg

ESTAGIOS DE LEITURAS	CÉLULAS DE CARGA				
	1-A	1-B	2	3	4
1	31.933	32.274	2.093	2.799	2.138
2	31.865	32.183	2.087	2.791	2.127
3	31.797	32.115	2.082	2.794	2.116
4	31.865	32.206	2.087	2.812	2.136
5	31.775	32.070	2.073	2.803	2.118
6	32.260	32.296	2.320	3.302	2.177
7	32.001	31.843	2.386	3.552	2.304
8	32.115	31.915	2.470	3.797	2.527
9	32.024	31.616	2.572	4.044	2.622
10	32.092	31.602	2.490	4.289	2.744
11	32.115	31.630	2.610	4.538	2.888
12	32.138	31.729	2.640	4.763	2.867
13	32.138	31.607	2.849	5.044	3.006
14	32.092	31.525	2.976	5.289	3.130
15	32.138	31.480	3.033	5.520	3.202
16	32.242	31.503	3.167	5.797	3.375
17	32.147	31.489	3.252	6.044	3.447
18	32.478	31.888	3.456	6.293	3.611
19	32.500	31.775	3.538	6.555	3.670
20	-----	-----	-----	-----	-----
21	32.500	31.752	3.670	6.763	3.756
22	32.101	31.797	3.692	7.035	3.733
23	-----	-----	-----	-----	-----
24	31.820	31.992	3.787	7.298	3.851
25	32.183	31.902	3.964	7.548	4.003
26	32.206	31.865	4.153	7.802	4.144
27	32.500	32.115	4.309	8.057	4.309
28	32.364	31.911	4.414	8.528	4.418
29	32.773	32.092	4.590	9.027	4.566
30	32.523	31.729	4.327	9.285	4.527
31	32.909	31.729	4.917	9.231	4.808
32	33.067	31.752	5.343	8.686	5.393
33	33.589	32.410	6.155	7.711	6.341
34	-----	32.024	6.958	6.804	7.158
35	33.975	32.795	7.983	5.715	8.174
36	33.771	32.432	9.145	4.377	9.344
37	32.773	31.865	4.200	9.616	4.282
38	33.657	-----	2.409	11.884	2.565
39	35.018	34.519	2.395	12.406	2.468
40	28.395	-----	-----	12.474	-----

ESTAGIOS DE LEITURAS	Tmed (kg)	Ptot (kg)	Rtot (kg)
1	32.104	7.030	-----
2	32.024	7.005	-----
3	31.956	6.992	-----
4	32.036	7.035	-----
5	31.923	6.994	0
6	32.278	7.799	698
7	31.922	8.242	1.219
8	32.015	8.794	1.751
9	31.820	9.238	2.238
10	31.847	9.523	2.517
11	31.873	10.036	3.024
12	31.934	10.270	3.245
13	31.873	10.899	3.887
14	31.808	11.395	4.397
15	31.809	11.755	4.757
16	31.873	12.339	5.327
17	31.818	12.743	5.743
18	32.183	13.360	6.280
19	32.138	13.763	6.693
20	-----	-----	-----
21	32.126	14.189	7.121
22	31.949	14.460	7.431
23	-----	-----	-----
24	31.906	14.936	7.917
25	32.043	15.515	8.466
26	32.036	16.099	9.051
27	32.308	16.675	9.567
28	32.138	17.360	10.290
29	32.433	18.183	11.048
30	32.126	18.139	11.071
31	32.319	18.956	11.846
32	32.410	19.422	12.292
33	33.000	20.207	12.947
34	-----	20.920	-----
35	33.385	21.872	14.527
36	33.102	22.866	15.584
37	32.319	18.098	10.988
38	-----	16.858	-----
39	34.769	17.269	9.620

Leituras das réguas com Catetômetro - Unidade = cm

ESTÁGIOS DE LEITURAS	R É G U A S							REF. NO CATET.:
	1	2	3	4	5	6	7	
1	3,70	4,00	4,30	3,73	4,88	5,00	4,90	71,495
2	3,70	4,00	4,28	3,72	4,90	5,00	4,90	"
3	3,72	4,02	4,30	3,75	4,90	5,03	4,93	"
4	3,75	4,05	4,33	3,77	4,92	5,05	4,95	"
5	3,70	4,00	4,30	3,75	4,88	5,00	4,90	"
6	3,67	3,85	4,00	3,43	4,60	4,82	4,85	"
7	3,63	3,70	3,80	3,20	4,43	4,70	4,80	"
8	3,60	3,55	3,60	3,00	4,25	4,60	4,80	"
9	3,60	3,40	3,35	2,75	4,05	4,47	4,80	"
10	3,57	3,30	3,20	2,57	3,88	4,38	4,80	"
11	3,50	3,13	2,93	2,27	3,65	4,23	4,75	"
12	3,55	3,05	2,77	2,10	3,47	4,17	4,80	"
13	3,50	2,83	2,43	1,67	3,15	3,93	4,73	"
14	3,50	2,62	2,10	1,32	2,80	3,78	4,73	"
15	3,43	2,45	1,80	1,00	2,53	3,60	4,70	"
16	3,43	2,25	1,50	0,65	2,23	3,40	4,70	"
17	3,43	2,08	1,20	0,30	1,95	3,25	4,70	"
18	3,40	1,85	0,80	- 0,10	1,60	3,05	4,70	"
19	3,40	1,70	0,53	- 0,50	1,30	2,90	4,70	"
20	5,30	3,55	2,40	1,42	3,20	4,75	6,55	73,295
21	5,30	3,35	2,10	1,08	2,87	4,58	6,55	"
22	5,25	3,17	1,77	0,72	2,52	4,37	6,53	"
23	9,13	7,05	5,65	4,57	6,40	8,25	10,40	77,135
24	9,13	6,77	5,25	4,13	6,00	8,00	10,35	"
25	9,10	6,53	4,85	3,70	5,60	7,75	10,37	"
26	9,07	6,30	4,50	3,20	5,20	7,50	10,37	"
27	9,07	6,03	4,03	2,73	4,75	7,25	10,35	"
28	9,07	5,62	3,32	1,90	4,00	6,80	10,33	"
29	9,00	5,05	2,45	0,93	3,20	6,38	10,35	"
29-A	Régua nº 4: leitura modificada de - 0,60 para 4,43							"
30	9,00	4,00	0,80	4,00	1,53	5,50	10,35	"
31	8,97	3,60	0,15	3,38	1,00	5,20	10,33	"
32	9,00	3,55	0,12	3,40	1,00	5,17	10,32	"
33	8,97	3,42	0,07	3,40	1,00	5,10	10,33	"
34	8,97	3,25	0,00	3,40	0,95	5,03	10,35	"
35	8,93	3,10	- 0,07	3,40	0,93	4,90	10,33	"
36	8,90	2,80	- 0,20	3,40	0,90	4,80	10,33	"
37	8,90	2,77	- 0,60	2,75	0,50	4,80	10,35	"
38	----	----	----	1,90	----	----	----	"
39	8,90	2,45	- 2,00	0,90	- 1,00	4,40	10,33	"
40	10,80	----	----	1,90	----	----	12,20	"

## DEFORMAÇÕES DE APOIO E FLECHAS EM CENTÍMETROS

ESTÁGIOS DE LEITURAS	POSIÇÕES						
	1	2	3	4	5	6	7
1	----	----	----	----	----	----	----
2	----	----	----	----	----	----	----
3	----	----	----	----	----	----	----
4	----	----	----	----	----	----	----
5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	0,03	0,12	0,26	0,28	0,24	0,13	0,05
7	0,07	0,23	0,42	0,47	0,36	0,21	0,10
8	0,10	0,35	0,60	0,65	0,53	0,30	0,10
9	0,10	0,50	0,85	0,90	0,73	0,43	0,10
10	0,13	0,58	0,98	1,07	0,89	0,52	0,10
11	0,20	0,68	1,19	1,31	1,06	0,61	0,15
12	0,15	0,81	1,40	1,48	1,29	0,72	0,10
13	0,20	0,98	1,68	1,90	1,55	0,90	0,17
14	0,20	1,19	2,01	2,25	1,90	1,05	0,17
15	0,27	1,29	2,25	2,52	2,13	1,19	0,20
16	0,27	1,49	2,55	2,87	2,43	1,38	0,20
17	0,27	1,66	2,85	3,22	2,71	1,53	0,20
18	0,30	1,87	3,23	3,60	3,05	1,73	0,20
19	0,30	2,02	3,50	4,00	3,35	1,88	0,20
20	----	----	----	----	----	----	----
21	0,30	2,22	3,80	4,34	3,68	2,05	0,20
22	0,35	2,35	4,09	4,67	4,00	2,24	0,22
23	----	----	----	----	----	----	----
24	0,35	2,62	4,48	5,08	4,36	2,45	0,27
25	0,38	2,84	4,86	5,51	4,77	2,71	0,25
26	0,41	3,05	5,19	5,99	5,16	2,95	0,25
27	0,41	3,31	5,66	6,45	5,59	3,19	0,27
28	0,41	3,72	6,36	7,27	6,33	3,62	0,29
29	0,48	4,24	7,19	8,22	7,12	4,05	0,27
30	0,48	5,29	8,84	10,15	8,79	4,93	0,27
31	0,51	5,66	9,46	10,74	9,30	5,20	0,29
32	0,48	5,73	9,51	10,73	9,30	5,23	0,30
33	0,51	5,84	9,54	10,72	9,30	5,30	0,29
34	0,51	6,01	9,62	10,73	9,36	5,39	0,27
35	0,55	6,12	9,66	10,70	9,35	5,50	0,29
36	0,58	6,40	9,77	10,70	9,37	5,59	0,29
37	0,58	6,43	10,17	11,35	9,79	5,61	0,27
38	----	----	----	----	----	----	----
39	0,58	6,75	11,57	13,19	11,27	5,99	0,29



TABELA Nº 13

Leitura do Clinômetro:  $m + n$

$m$  = número de unidades lidas no tambor vertical

$n$  = " " " " " " horizontal

1 unidade lida no tambor vertical corresponde a

250 unidades lidas no tambor horizontal.

1 unidade lida no tambor horizontal = 1,06 seg

ESTÁGIOS DE LEITURAS	CLINÔMETROS			
	1	2	3	4
1	30 + 48,0	30 + 0,0	29 + 171,0	12 + 66,5
2	30 + 38,5	29 + 247,0	29 + 177,5	12 + 64,5
3	30 + 39,0	29 + 249,0	29 + 184,5	12 + 63,0
4	30 + 46,5	30 + 7,0	29 + 190,5	12 + 59,0
5	30 + 46,5	30 + 5,0	29 + 189,0	12 + 59,0
6	28 + 146,5	28 + 215,5	29 + 33,0	13 + 89,2
7	27 + 75,0	27 + 229,5	28 + 202,0	13 + 49,5
8	25 + 217,0	26 + 231,0	28 + 140,0	14 + 14,0
9	24 + 129,5	25 + 220,0	28 + 45,0	15 + 238,0
10	23 + 125,0	25 + 30,0	27 + 225,0	16 + 155,0
11	22 + 14,5	24 + 5,5	27 + 97,5	17 + 156,0
12	21 + 35,0	23 + 44,0	26 + 168,2	18 + 99,5
13	19 + 21,5	21 + 173,0	25 + 189,0	19 + 217,0
14	17 + 62,5	20 + 69,5	24 + 233,5	21 + 60,0
15	15 + 181,0	18 + 237,0	24 + 92,0	22 + 104,0
16	13 + 181,5	17 + 110,0	23 + 156,5	23 + 211,0
17	12 + 28,5	16 + 35,5	22 + 234,0	24 + 3,5
18	9 + 200,1	14 + 112,3	21 + 239,5	26 + 168,4
19	* 34 + 245,5	13 + 5,5	21 + 54,0	27 + 228,5
20	-----	-----	-----	-----
21	32 + 248,0	11 + 180,5	20 + 123,0	29 + 68,5
22	31 + 50,0	10 + 97,0	19 + 136,5	31 + 7,5
23	-----	-----	-----	-----
24	28 + 132,5	8 + 235,0	18 + 170,5	32 + 161,0
RETIRADOS OS CLINÔMETROS				

TABELA Nº 14

ROTAÇÕES

(seg)

ESTÁGIOS DE LEITURAS	POSIÇÕES			
	1	2	3	4
1	-----	-----	-----	-----
2	-----	-----	-----	-----
3	-----	-----	-----	-----
4	-----	-----	-----	-----
5	0	0	0	0
6	416	299	157	305
7	752	545	239	267
8	1.144	820	317	482
9	1.502	1.097	418	985
10	1.784	1.310	504	1.149
11	2.175	1.610	648	1.407
12	2.418	1.834	838	1.612
13	2.954	2.219	1.072	2.010
14	3.440	2.594	1.290	2.374
15	3.861	2.963	1.457	2.669
16	4.391	3.363	1.653	3.047
17	4.818	3.707	1.836	3.092
18	5.444	4.168	2.108	3.785
19	-----	4.546	2.304	4.113
20	-----	-----	-----	-----
21	-----	4.890	2.496	4.474
22	-----	5.256	2.759	4.927
23	-----	-----	-----	-----
24	-----	5.619	2.968	5.375

TABELA Nº 15

LEITURAS RELATIVAS A EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS COLADOS NO CONCRETO

APARELHO INDICADOR: 120 C STRAIN INDICATOR (BLH)

CAIXA COMUTADORA : 225 SWITCHING AND BALANCING UNIT (BLH)

UNIDADE =  $10^{-6}$ 

ESTÁGIOS DE LEITURAS	EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS								
	11	12	13	14	15	16	3	6	9
1	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000
2	30.011	30.002	29.995	30.007	30.010	29.997	30.012	29.996	30.010
3	30.007	29.998	29.987	30.012	30.015	29.987	30.002	29.990	30.015
4	29.998	29.992	29.990	30.005	29.998	29.997	29.997	29.995	30.000
5	29.995	29.992	29.989	30.013	30.000	29.986	30.010	30.006	30.008
6	30.062	30.066	30.011	30.014	29.933	29.910	30.053	29.987	29.927
7	30.093	30.092	30.007	30.007	29.885	29.847	30.064	29.964	29.858
8	30.122	30.125	30.018	30.006	29.853	29.797	30.084	29.950	29.808
9	30.138	30.148	30.018	30.003	29.823	29.748	30.103	29.932	29.753
10	30.157	30.173	30.027	30.003	29.803	29.714	30.114	29.917	29.715
11	30.147	30.157	30.024	30.008	29.784	29.677	30.137	29.910	29.670
12	30.148	30.152	30.029	30.008	29.768	29.617	30.125	29.910	29.637
13	30.138	30.123	30.027	30.013	29.740	29.555	30.135	29.930	29.570
14	30.133	30.123	30.027	30.012	29.713	29.510	30.134	29.925	29.512
15	30.132	30.122	30.032	30.013	29.694	29.468	30.142	29.920	29.468
16	30.134	30.126	30.040	30.014	29.665	29.413	30.148	29.917	29.410
17	30.135	30.125	30.047	30.015	29.640	29.360	30.155	29.913	29.363
18	30.137	30.122	30.053	30.017	29.620	29.317	30.158	29.915	29.315
19	30.142	30.128	30.052	30.023	29.596	29.263	30.167	29.920	29.270
20	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

TABELA Nº 15

(Continuação)

ESTÁGIOS DE LEITURAS	E X T E N S Õ M E T R O S    E L É T R I C O S								
	11	12	13	14	15	16	3	6	9
21	30.144	30.132	30.052	30.027	29.575	29.227	30.163	29.920	29.227
22	30.142	30.134	30.044	30.024	29.553	29.174	30.157	29.920	29.188
23	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
24	30.142	30.135	30.044	30.024	29.530	29.124	30.162	29.920	29.147
25	30.148	30.138	30.045	30.027	29.505	29.070	30.168	29.923	29.097
26	30.148	30.138	30.044	30.027	29.482	29.014	30.162	29.926	29.046
27	30.150	30.143	30.047	30.030	29.460	28.962	30.165	29.935	29.004
28	30.148	30.144	30.043	30.032	29.426	28.878	30.162	29.938	28.942
29	30.153	30.142	30.040	30.037	29.400	28.800	30.148	29.950	28.885
30	30.075	30.075	30.005	30.040	29.385	28.733	30.068	29.986	28.722
31	30.073	30.073	30.000	30.039	29.385	28.714	30.060	29.998	28.708

TABELA Nº 16

DEFORMAÇÕES RELATIVAS NO CONCRETO CALCULADAS  
COM OS DADOS DA TABELA Nº 15.  
UNIDADE =  $10^{-6}$

ESTÁGIOS DE LEITURAS	EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS								
	11	12	13	14	15	16	3	6	9
1	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
2	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
3	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
4	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	- 67	- 74	- 22	- 1	67	76	- 43	19	81
7	- 98	- 100	- 18	6	115	139	- 54	42	150
8	- 127	- 133	- 29	7	147	189	- 74	56	200
9	- 143	- 156	- 29	10	177	238	- 93	74	255
10	- 162	- 181	- 38	10	197	272	- 104	89	293
11	- 152	- 165	- 35	5	216	309	- 127	96	338
12	- 153	- 160	- 40	5	232	369	- 115	96	371
13	- 143	- 131	- 38	0	260	431	- 125	76	438
14	- 138	- 131	- 38	1	287	476	- 124	81	496
15	- 137	- 130	- 43	0	306	518	- 132	86	540
16	- 139	- 134	- 55	- 1	335	573	- 138	89	598
17	- 140	- 133	- 58	- 2	360	626	- 145	93	645
18	- 142	- 130	- 64	- 4	380	669	- 148	91	693
19	- 147	- 136	- 63	- 10	404	723	- 157	86	738
20	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
21	- 149	- 140	- 63	- 14	425	759	- 153	86	781
22	- 147	- 142	- 55	- 11	447	812	- 147	86	820
23	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
24	- 147	- 143	- 55	- 11	470	862	- 152	86	861
25	- 153	- 146	- 56	- 14	495	916	- 158	83	911
26	- 153	- 146	- 55	- 14	518	972	- 152	80	962
27	- 155	- 151	- 58	- 17	540	1.024	- 155	71	1.004
28	- 153	- 152	- 54	- 19	574	1.108	- 152	68	1.066
29	- 158	- 150	- 51	- 24	600	1.186	- 138	56	1.123
30	- 80	- 83	- 16	- 27	615	1.253	- 58	20	1.286
31	- 78	- 81	- 11	- 26	615	1.272	- 50	8	1.300

TABELA Nº 17

DEFORMAÇÕES RELATIVAS NO CONCRETO MEDIDAS COM A  
DIRECT-READING MEASURING BRIDGE PR 9300 E COM O  
ADAPTOR GM 5545 (INSTRUMENTOS DA PHILIPS)

UNIDADE =  $10^{-6}$

ESTÁGIOS DE LEITURAS	E X T E N S Õ M E T R O S    E L É T R I C O S						
	1	2	4	5	7	8	10
1	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
2	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
3	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
4	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
5	0	0	0	0	0	0	0
6	- 140	- 184	- 120	- 120	- 120	- 20	- 160
7	- 200	- 40	- 180	- 60	- 40	+ 40	+ 40
8	- 140	- 100	0	- 80	+ 40	60	120
9	- 180	- 20	- 60	- 40	60	180	260
10	- 160	+ 60	+ 60	- 20	120	200	320
11	- 200	0	40	+ 20	220	200	440
12	- 60	60	120	80	240	300	420
13	- 100	40	160	20	320	320	520
14	- 40	60	80	60	380	320	540
15	- 20	80	80	40	280	200	620
16	- 60	20	40	0	380	420	620
17	- 40	- 20	0	20	320	460	660
18	- 60	- 20	0	20	380	460	720
19	- 60	60	80	0	420	520	840
20	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
21	- 60	100	100	40	400	560	880
22	- 660	120	50	60	400	560	920
23	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
24	- 20	100	40	120	420	580	940
25	280	380	360	380	780	880	1.280
26	260	440	400	400	800	920	1.280
27	60	240	200	200	660	780	1.140
28	200	440	360	380	740	880	1.440
29	120	640	260	280	640	820	1.420
30 30	280	340	300	340	640	800	1.680
31	200	440	300	400	700	900	1.700

TABELA Nº 18

DEFORMAÇÕES RELATIVAS NO CONCRETO

EXTENSÔMETROS MECÂNICOS

UNIDADE =  $10^{-6}$ 

ESTÁGIOS DE LEITURAS	POSIÇÕES DOS EXTENSÔMETROS			
	1	2	3	4
1	---	---	---	-----
2	---	---	---	-----
3	---	---	---	-----
4	---	---	---	-----
5	0	0	0	0
6	- 238	- 90	5	74
7	- 575	- 143	86	141
8	- 665	- 195	90	183
9	- 670	- 203	128	226
10	- 679	- 304	131	260
11	- 679	- 342	181	234
12	- 675	- 333	176	283
13	- 679	- 290	0	440
14	- 684	- 313	5	505
15	- 675	- 313	5	562
16	- 675	- 325	166	638
17	- 674	- 330	166	688
18	- 670	- 346	166	742
19	- 670	- 341	171	804
20	---	---	---	---
21	- 670	- 337	176	842
22	- 665	- 332	190	885
23	- ---	---	---	---
24	- 664	- 322	245	942
25	- 702	- 322	247	1.018
26	- 731	- 322	252	1.072
27	- 778	- 322	309	1.127
28	- 807	- 319	309	1.222
29	- 864	- 313	319	1.331

TABELA Nº 19

DADOS RELATIVOS A CORPOS DE PROVA DE CONCRETO  
MOLDADOS PARA ENSAIOS DE COMPRESSÃO AXIAL.

C.P.	TRAÇO EM PÊSO	$\frac{A}{C}$	DATA DA MOLDAGEM	DATA DA RUTURA	IDADE dias	$\sigma'_{br}$ kgf/cm <sup>2</sup>
ED-1	1:3:0,5	0,70	02/12/67	09/12/67	7	117
ED-2	"	"	"	11/12/67	9	139
ED-3	"	"	"	29/12/67	27	177
ED-4	1:1:1,3	0,45	04/12/67	11/12/67	7	270
ED-5	"	"	"	"	7	276
YN-1	1:1,25:1,5	0,50	16/12/67	26/12/67	10	314
YN-2	"	"	"	15/01/68	30	370
YN-3	"	"	"	"	"	"
YN-4	"	"	"	"	"	390
N-1	1:1:1,3	0,45	02/03/68	02/04/68	31	404
N-2	"	"	"	"	"	347
N-3	"	"	"	24/07/68	144	453
N-4	"	"	"	30/07/68	150	420

Obs.- C.P. ED-1 a ED-5 - traços experimentais  
C.P. YN-1 a YN-4 - concretagem da viga  
C.P. N-1 a N-4 - reconcretagem da alma



TABELA N<sup>o</sup> 20

ENSAIOS DE AMOSTRAS DE FIOS DE AÇO PARA PROTENSÃO, NA INSTRON

AMOSTRA N <sup>o</sup>	$\phi$ cm	S cm <sup>2</sup>	Ne kg	$\sigma_e$ kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_e$ %	N <sub>máx</sub> kg	$\sigma_{máx}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_{máx}$ %
1	0,707	0,393	4.880	12.430	0,83	5.530	14.071	5,78
2	0,706	0,392	4.870	12.430	0,84	5.480	13.980	5,52
3	0,705	0,390	5.030	12.900	0,89	5.530	14.179	4,16
4	0,705	0,390	4.950	12.700	0,91	5.460	14.000	5,28
5	0,705	0,390	4.930	12.640	0,84	5.550	14.231	4,90
6	0,706	0,392	4.950	12.560	0,84	5.570	14.209	4,86
7	0,705	0,390	4.930	12.640	0,84	5.570	14.282	5,56
8	0,707	0,393	4.870	12.400	0,83	5.520	14.046	6,04
9	0,706	0,392	4.880	12.450	0,85	5.500	14.031	7,00
10	0,705	0,390	4.910	12.600	0,84	5.500	14.103	4,62
11	0,706	0,392	4.850	12.370	0,88	5.420	13.827	5,07
12	0,706	0,392	4.860	12.400	0,86	5.480	13.980	5,50
13	0,706	0,392	4.830	12.330	0,85	5.480	13.980	4,90
14	0,706	0,392	4.890	12.470	0,84	5.550	14.158	6,80

TABELA N<sup>o</sup> 21

ESTÁGIOS DE LEITURAS	H <sub>med</sub>	F	4.P <sub>1</sub>	2.P <sub>2</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>br</sub> ·z <sub>r</sub>
	kgf	m	kgf	kgf	m.kgf	m.kgf
6	32.080	0,0028	4.500	3.300	5.310	500
7	31.730	0,0047	4.690	3.550	5.650	840
8	31.820	0,0065	5.000	3.800	6.030	1.150
9	31.630	0,0090	5.190	4.040	6.370	1.440
10	31.660	0,0107	5.230	4.290	6.640	1.650
11	31.680	0,0131	5.500	4.540	7.010	1.940
12	31.740	0,0148	5.510	4.760	7.250	2.110
13	31.680	0,0190	5.860	5.040	7.690	2.430
14	31.620	0,0225	6.110	5.290	8.050	2.690
15	31.620	0,0252	6.240	5.520	8.340	2.900
16	31.680	0,0287	6.540	5.800	8.760	3.190
17	31.630	0,0322	6.700	6.040	9.080	3.410
18	31.990	0,0360	7.070	6.290	9.490	3.640
19	31.950	0,0400	7.210	6.560	9.830	3.860
20	-----	-----	-----	-----	-----	-----
21	31.930	0,0434	7.430	6.760	10.130	4.050
22	31.760	0,0467	7.430	7.040	10.420	4.270
23	-----	-----	-----	-----	-----	-----
24	31.720	0,0508	7.640	7.300	10.780	4.500
25	31.850	0,0551	7.970	7.550	11.180	4.750
26	31.840	0,0599	8.300	7.800	11.580	4.990
27	32.110	0,0645	8.620	8.060	11.980	5.180
28	31.950	0,0727	8.830	8.530	12.550	5.530
29	32.240	0,0822	9.160	9.030	13.210	5.820
30	31.930	0,1015	8.850	9.290	13.350	5.410
31	32.130	0,1074	9.730	9.230	13.660	5.480
32	32.220	0,1073	10.740	8.690	13.520	5.320
33	32.800	0,1072	12.500	7.710	13.230	4.890
34	-----	0,1073	14.120	6.800	12.960	-----
35	33.190	0,1070	16.160	5.720	12.690	4.250
36	32.900	0,1070	18.490	4.380	12.270	3.910
37	32.130	0,1135	8.480	9.620	13.540	5.170
38	-----	-----	4.970	11.880	14.430	-----
39	34.560	0,1319	4.860	12.410	14.930	5.290

QUADRO 1

## MOMENTOS FLETORES

	$M_{tot}^*$ m.kgf	$N_b^{**} \cdot z_u$ m.kgf	$F_u$ m
1 <sup>a</sup> hipótese	12.160	5.630	0,0588
2 <sup>a</sup> hipótese	13.720	5.540	0,1074
Ensaio	13.660	5.480	0,1074

QUADRO 2

## ESFORÇO CORTANTE

$x$ m	$T_b^* + T_a^*$ kgf	$Q_c + Q_a$ kgf	$Q_b$ kgf
0,100	4.490	4.150	6.070
0,417	3.270	4.610	8.770

QUADRO 3

## FLECHAS E ROTAÇÕES

ESTÁGIOS DE LEITURAS	$F^1$ m	$F^2$ m	$F^e$ m	$e^1$ seg	$e^2$ seg	$e^e$ seg
9	0,95	0,80	0,90	1.440	1.190	1.500
10	1,10	0,90	1,07	1.660	1.350	1.780

$R_{12}$   
(kg)

15.000

10.000

5.000

0

GRÁFICO 1  
FLECHAS CORRESPONDENTES  
À RÉGUA Nº 2

$f$   
cm

Roverhain

$R_{tot} \Delta$   
(kg)

15.000

10.000

5.000

0

5

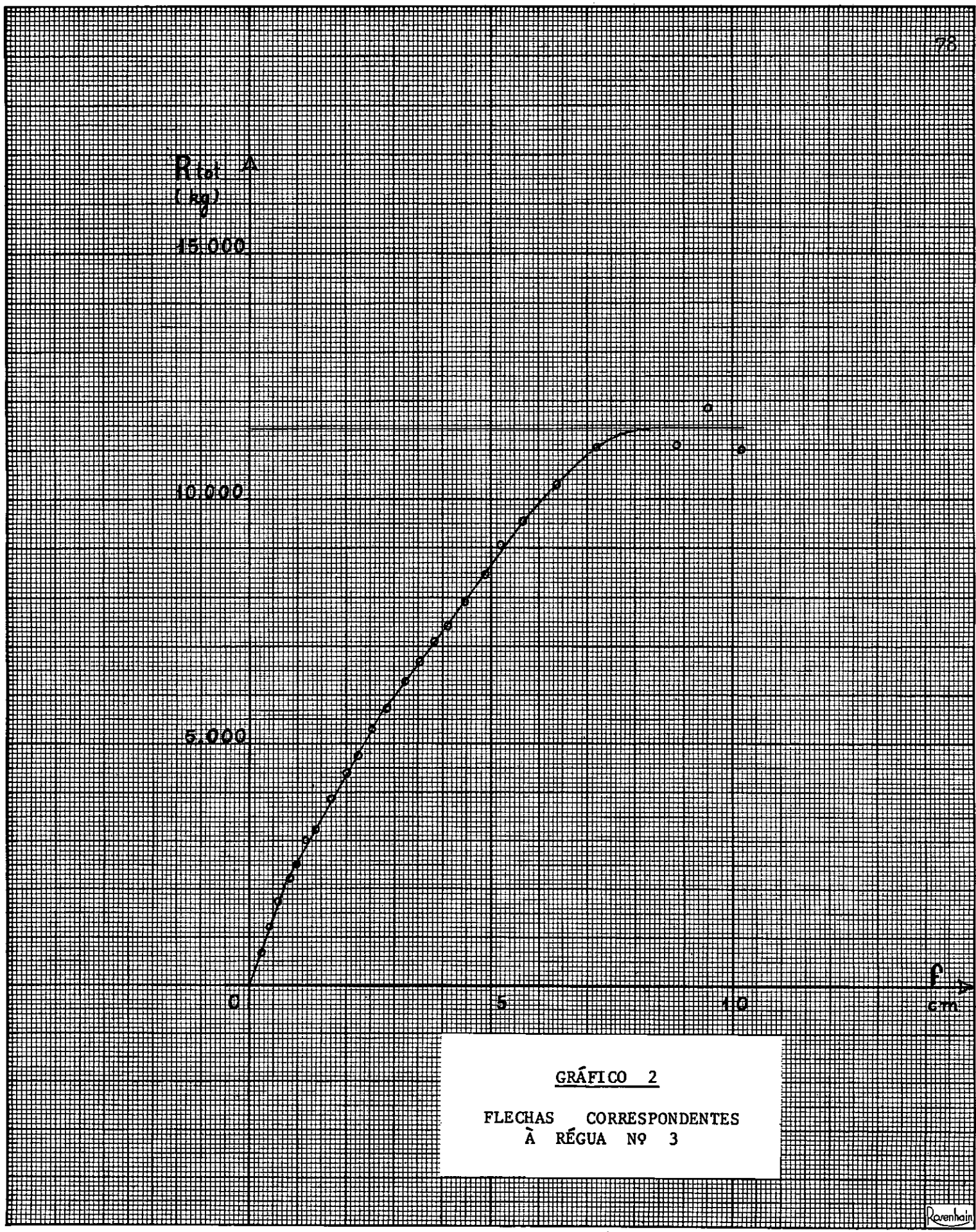
10

$f$   
cm

GRÁFICO 2

FLECHAS CORRESPONDENTES  
À RÉGUA Nº 3

Roverhain



$R_{tot} A$   
(kg)

15.000

10.000

5.000

0

GRÁFICO 3  
FLECHAS CORRESPONDENTES  
À RÉGUA Nº 4

$f$   
cm

Reinhart



R<sub>1</sub> (kg)

15.000

10.000

5.000

0

5

10

cm

GRÁFICO 4

FLECHAS CORRESPONDENTES  
À RÉGUA Nº 5

Dorenthain

$R_{tot} A$   
(kg)

15.000

10.000

5.000

0

GRÁFICO 5

FLECHAS CORRESPONDENTES  
À RÉGUA Nº 6

$P$   
cm

Ravenhall



R<sub>rot</sub> A  
(mg)

15.000

10.000

5.000

0

1.000

2.000

3.000

4.000

5.000

6.000

mg

GRÁFICO 6

ROTAÇÕES CORRESPONDENTES  
AO CLINÔMETRO Nº 1

Rovenhoin

R<sub>rot</sub> (kg)

15.000

10.000

5.000

0

1.000

2.000

3.000

4.000

5.000

6.000

7.000

GRÁFICO 7

ROTAÇÕES CORRESPONDENTES  
AO CLINÔMETRO Nº 2

Roranhain

R<sub>rot</sub> (kg)

15.000

10.000

5.000

0 1000 2000 3000 4000 5000

seg

GRÁFICO 8

ROTAÇÕES CORRESPONDENTES  
AO CLINÔMETRO Nº 3

Revenhain



Rel. A  
(kg)

15.000

10.000

5.000

0

1.000

2.000

3.000

4.000

5.000

6.000

7.000

GRÁFICO 9

ROTAÇÕES CORRESPONDENTES  
AO CLINÔMETRO Nº 4

Rorenhoim

R. 1.1.1.1  
(kg)

15.000

10.000

5.000

0

500

1.000

(TRAÇÃO)

$\epsilon$

$10^{-6}$

GRÁFICO 10

DEFORMAÇÕES RELATIVAS NO CONCRETO  
EXTENSÔMETRO ELÉTRICO Nº 11

Ravenhall

R<sub>tot</sub> ↑  
(kg)

15.000

10.000

5.000

0

500

1.000

$\epsilon$  ↑  
 $10^{-6}$

GRÁFICO 11

DEFORMAÇÕES RELATIVAS NO CONCRETO  
EXTENSÔMETRO ELÉTRICO Nº 15

Rorenham



Rio 1  
(kg)

15.000

10.000

5.000

0

500

1.000

GRÁFICO 12

DEFORMAÇÕES RELATIVAS NO CONCRETO  
EXTENSÔMETRO ELÉTRICO Nº 16

Roverhain

$R_{tot}$   
(kg)

15.000

10.000

5.000

0

500

1.000

$\epsilon$

$10^{-6}$

GRÁFICO 13

DEFORMAÇÕES RELATIVAS NO CONCRETO  
EXTENSÔMETRO ELÉTRICO Nº 9

Rorenham

89

20

15

10

5

0

20

15

10

5

0



$R_{rot}$   
(kg)

15.000

10.000

5.000

0

500

1.000

$\epsilon$   
 $10^{-6}$

GRÁFICO 14

DEFORMAÇÕES RELATIVAS NO CONCRETO  
EXTENSÔMETRO MECÂNICO Nº 4

Rorenham

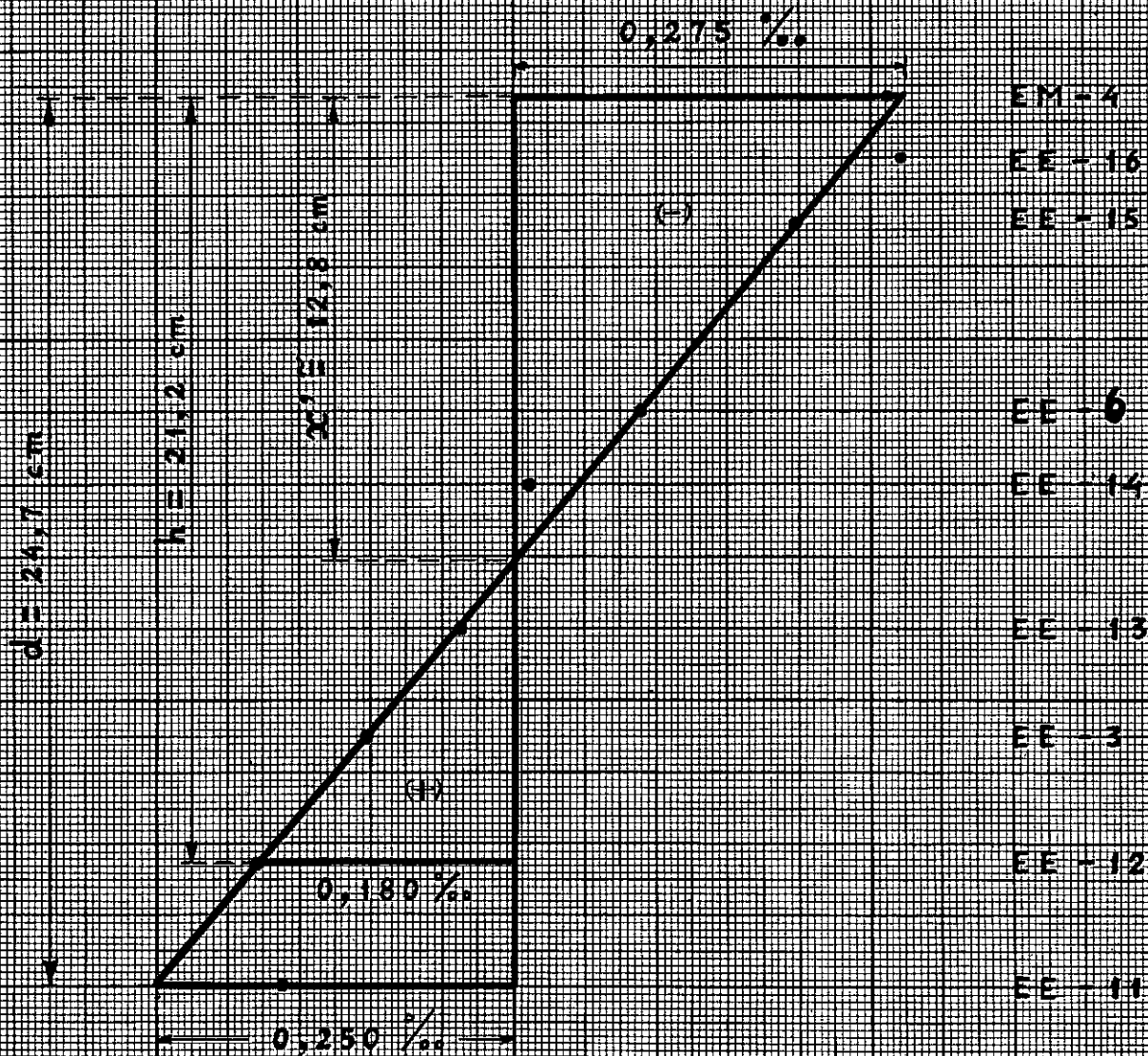


GRÁFICO 15.

DEFORMAÇÕES RELATIVAS NO CONCRETO  
10º ESTÁGIO DE LEITURAS

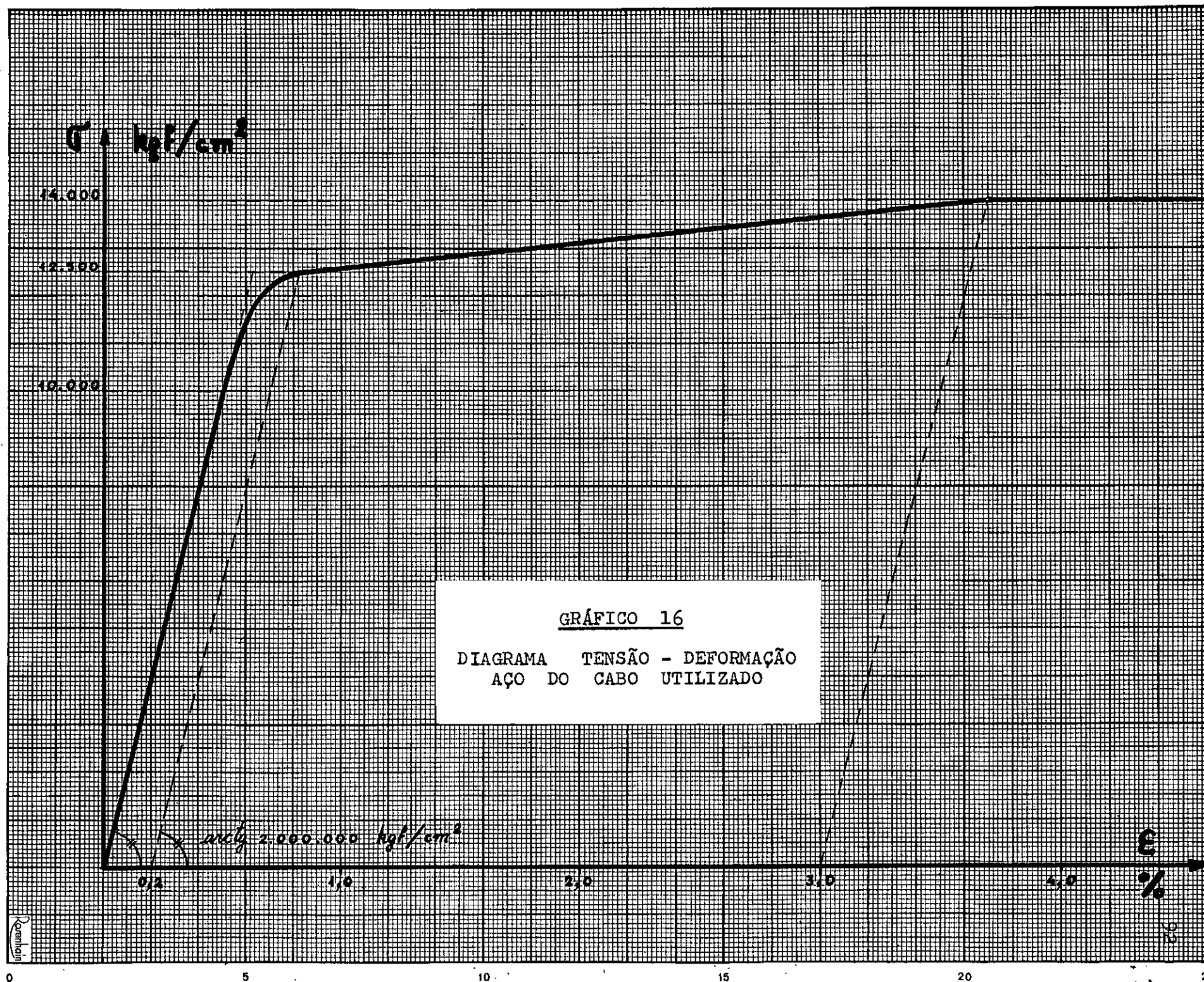


GRÁFICO 16

DIAGRAMA TENSÃO - DEFORMAÇÃO  
AÇO DO CABO UTILIZADO

$\sigma_{el} = 2.000.000$  kgf/cm<sup>2</sup>

0,2

1,0

2,0

3,0

4,0

 $\epsilon$ 

%

8



$\sigma$  (kg/cm<sup>2</sup>)

400

300

200

100

0

$\epsilon_t$   
(-)

$\epsilon_t$   
(+)

GRÁFICO 17

DIAGRAMA TENSÃO - DEFORMAÇÃO  
CORPO DE PROVA DE CONCRETO N-3

0,1

0,2

$\epsilon$   
‰  
Rorenthain

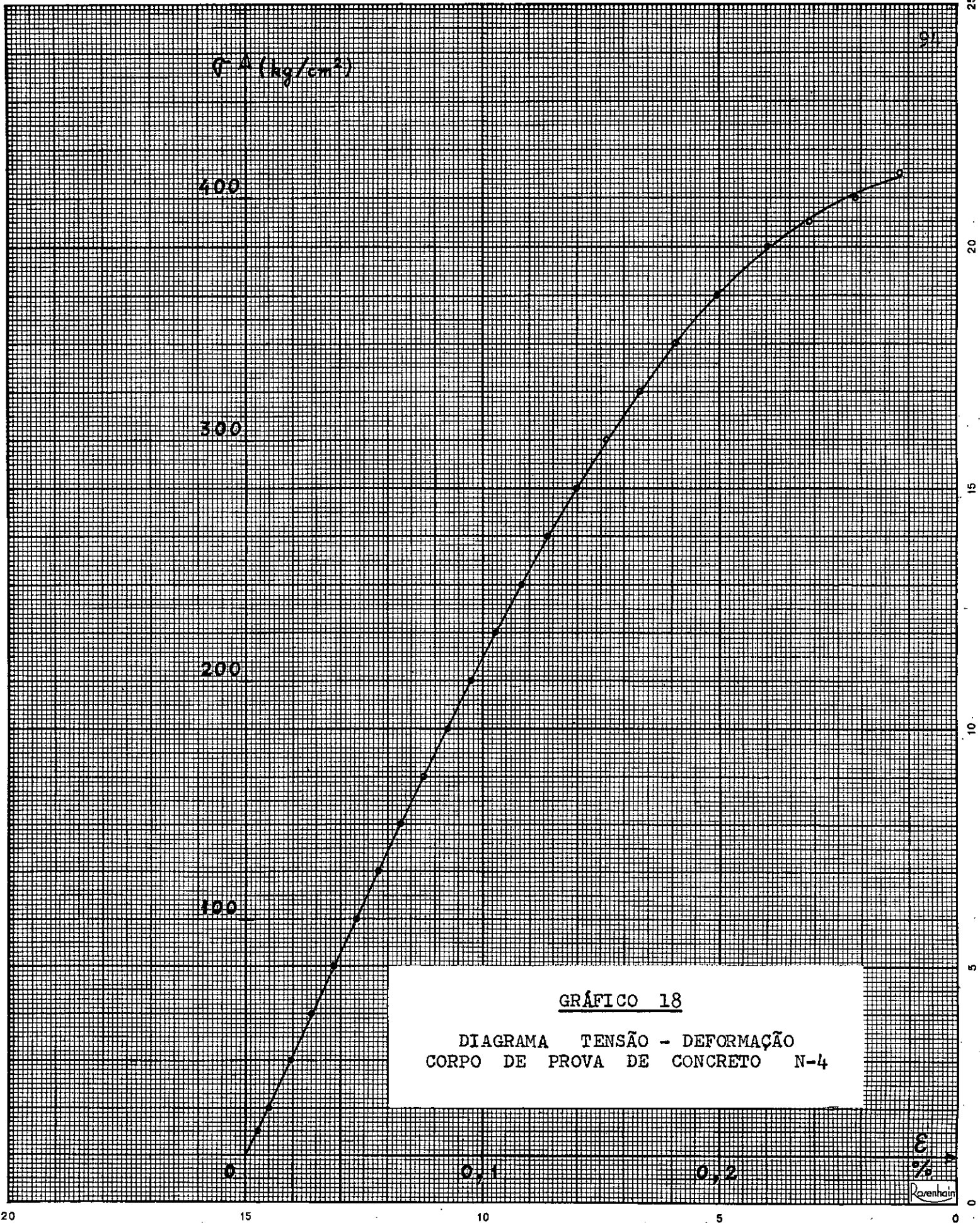
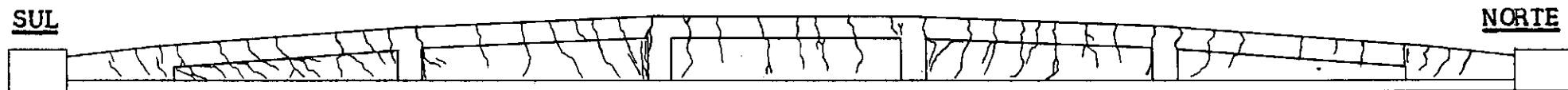


GRÁFICO 18

DIAGRAMA TENSÃO - DEFORMAÇÃO  
CORPO DE PROVA DE CONCRETO N-4

$\epsilon$   
%

Ravenhain



DISTRIBUIÇÃO DE FISSURAS NA RUTURA

FIGURA 13

## Capítulo VII

### DISCUSSÃO

#### 7.1 - CARREGAMENTO DE SIMULAÇÃO DO PÊSO PRÓPRIO.

O carregamento de simulação do peso próprio fornecido pelo Dr. Antônio Alves de Noronha  $F^0$  consistia em 6 cargas iguais de 1,25 t. cada, totalizando 7,5 t. Para equilibrar esse carregamento, o cabo deveria ser tracionado com uma força de 33,25 t, numa direção fazendo um ângulo  $\alpha$  com a horizontal, com  $\text{tg}\alpha \approx 0,114$ .

Como se explicou no item 5.4, esse carregamento foi aplicado indiretamente, apenas tracionando-se o cabo. O carregamento representado pelas reações surgidas nos seis pontos de carga, que funcionaram apenas como apoios, não correspondeu ao previsto. A explicação do fato se baseia em que a forma assumida pelo cabo no interior da viga por ocasião da concretagem não correspondeu à admitida no cálculo, e também em que a inclinação do cabo na parte externa da viga ficou menor do que a prevista.

Apesar do carregamento de simulação do peso próprio não ter correspondido ao planejado, a estrutura funcionou satisfatoriamente, pois as rotações, flechas e deformações no concreto desenvolvidas por ocasião de sua aplicação foram desprezíveis.

#### 7.2 - INJEÇÃO DE ARGAMASSA.

Apesar da argamassa injetada no cabo ter sido mal dosada, a aplicação de Colma-Injeção e as ancoragens improvisadas com Colma-Fix nos extremos da viga parecem ter provido as condições para o funcionamento do cabo como armadura de tração da viga, pelo que se deduz do elevado momento resistido por esta e pela dis

tribuição de fissuras observada.

### 7.3 - MOMENTO DE RUTURA.

Com o carregamento total fornecido pelo Dr.<sup>s</sup> Antônio A.<sup>s</sup> de Noronha  $F^0$ ,  $7,5 \text{ t} + 5,4 \text{ t} = 12,9 \text{ t}$ , deveríamos ter um momento  $M_{\text{tot}}^* = 8.820 \text{ m.kgf}$  e um momento líquido  $N_b^* \cdot z_u = 2.270 \text{ m.kgf}$  com  $F_u = (\int g - 1) D_1 = 0,0568 \text{ m}$ , usando a equação (5) com  $\int g \cdot Mg_1 + \int g \cdot Mg_2 + \int p \cdot Mp = M_{\text{tot}}^*$ . O Dr.<sup>s</sup> Antônio A.<sup>s</sup> de Noronha  $F^0$  forneceu-nos os valores dos carregamentos para a 1<sup>a</sup> e a 3<sup>a</sup> fase do ensaio sem explicações quanto ao modo como foram estabelecidos. O valor  $M_{\text{tot}}^* = 8.820 \text{ m.kgf}$  é bem inferior ao valor  $M_{\text{tot}}^* = 13.660 \text{ m.kgf}$  (cêrca de 65 %) atingido no 31<sup>o</sup> estágio.

Partindo da hipótese das seções planas e adotando o diagrama simplificado retangular para as tensões de compressão no concreto, chegamos a um  $M_{\text{tot}}^*$  próximo do valor atingido no ensaio, com  $F_u$  fornecido pela condição (9). Aquela condição, estabelecida arbitrariamente para o caso de carga uniformemente distribuída, conduziu no nosso caso a um  $F_u$  bem menor do que o verificado no ensaio. Com as mesmas hipóteses anteriores, mas adotando-se o valor de  $F_u$  obtido do ensaio, chegamos a um momento  $M_{\text{tot}}^*$  praticamente igual ao atingido no ensaio, como mostra o quadro 1.

### 7.4 - ESFÔRÇO CORTANTE.

Não fizemos um estudo detalhado do esforço cortante no modelo da "viga com efeito pênsil". A aplicação da equação (12) conduziu a um esforço cortante líquido maior do que o obtido com as fórmulas recomendadas pelo C.E.B. e explicadas pelo Prof. Fernando Luiz Lobo B. Carneiro em [7], para a seção a 10 cm do apoio. Não levamos em consideração a armadura suplementar existente nos extremos da viga, e pode ser êsse o motivo da diferença acima referida, pois a viga nas proximidades do apoio tinha muita armadura suplementar. O quadro 2 mostra os valores calculados.



### 7.5 - FLECHAS E ROTAÇÕES NA FASE NÃO FISSURADA.

Os gráficos carga-deformação traçados com os dados do ensaio mostram nitidamente as três fases de deformação da viga: fase não fissurada, fase fissurada e fase das grandes deformações.

Calculamos as flechas e rotações em dois estágios da fase não fissurada usando o método dos momentos estáticos das áreas, com duas hipóteses diferentes. Os resultados mostram que para o cálculo de deformações não se deve tomar o momento líquido reduzido pelo efeito de segunda ordem, pois esse efeito reduz o momento a ser resistido pela viga somente mas não reduz a deformação da estrutura na mesma proporção.

### 7.6 - ESCALA DO MODELO.

O carregamento de simulação do peso próprio, totalizando 7,5 t, leva-nos a crer numa escala de redução com  $\lambda = 30$  ( $\lambda = L_p/L_m$ ), pois o peso do modelo sendo aproximadamente 260 kgf temos uma relação ( $P_s / P_m$ )  $\approx 29$ , e segundo a teoria de modelos  $P_s = (\lambda - 1) P_m$  quando se constrói um modelo com o mesmo material do protótipo, donde se deduz o valor  $\lambda = 30$  (ver [11], [12] e [13]). A hipótese de  $\lambda = 30$  parece lógica, pois teríamos um protótipo com 150 m de vão e com tabuleiro de 8,25 m de largura. O protótipo teria duas vigas principais, reduzidas a uma no modelo para facilitar a realização do ensaio.

No entanto, o carregamento de rutura fornecido pelo Dr. A. A. de Noronha F<sup>o</sup> contraria a hipótese de  $\lambda = 30$ , pois teríamos no protótipo uma carga móvel com valor exageradamente alto.

Se a viga ensaiada não foi dimensionada segundo a teoria de semelhança, não acreditamos que as conclusões tiradas do ensaio possam ser aplicadas a uma viga de grande vão ( $L > 250$  m).

## 7.7 - DISCUSSÃO GERAL.

Nas publicações [1] e [2] não se encontra explicado com detalhes o problema da forma inicial da viga (forma assumida pelo cabo sob a ação do peso próprio dos elementos premoldados). Em um exemplo ilustrativo apresentado em [1], com vão de 150 m, considerou-se o cabo assumindo uma forma parabólica mas adotou-se  $g_1$  uniformemente distribuído, chegando-se a uma relação  $\frac{L}{D} \approx 20$ , sendo L o vão e D a altura total no meio do vão. Sem dúvida alguma, no caso de uma construção real o peso próprio da estrutura deverá ser estudado com muito cuidado, pois de outra forma surgirão dificuldades na montagem e outras complicações.

Outro ponto importante a considerar é o problema da aderência entre o cabo e o concreto. Numa ponte de grande vão, o cabo será de grande diâmetro e constituído por milhares de fios, e não conseguimos imaginar como se conseguirá uma distribuição da aderência pelos fios do cabo. Se se romper a aderência entre o cabo e o concreto, o cabo deixará de funcionar como armadura de tração para a viga e poderão surgir flechas exageradas e fissuras com aberturas excessivas. Poder-se-ia utilizar armadura suplementar mas isso implicaria em elevar o custo da obra. No modelo ensaiado não houve problema de aderência pois a seção de aço era pequena e foi possível executar a injeção de argamassa.

Ainda com relação à viabilidade econômica, temos dúvidas quanto ao sistema de ancoragem móvel num dos extremos da viga, no caso de viga simplesmente apoiada. Em [1] e [2] não se encontram detalhes a respeito do problema.

## Capítulo VIII

### CONCLUSÕES.

O ensaio do modelo da "Viga Com Efeito Pênsil" permite-nos tirar as seguintes conclusões:

1 - Para o modelo ensaiado, sem considerações relativas a escala de redução, são aplicáveis a hipótese das seções planas e a adoção do diagrama simplificado retangular para as tensões de compressão no concreto, com  $x = \frac{2}{3} x'$ , em combinação com a teoria de segunda ordem, para o cálculo à rutura.

2 - A flecha no meio do vão na ocasião da rutura não deve ser calculada com a condição arbitrária (9) do capítulo II, pois aquela condição conduz a um valor bem menor do que o real.

3 - O método dos momentos estáticos das áreas é aplicável para o cálculo das flechas e rotações na fase não fissura da da viga, mas sem considerar o efeito de segunda ordem.

4 - Não tendo sido obedecidas as condições de seme-lhança para a construção do modelo, nada podemos concluir com relação a viabilidade funcional e econômica do sistema estrutural da "viga com efeito pênsil". Teoricamente a estrutura é funcional e bastante interessante. Para que se possa analisar o comportamento de uma ponte de grande vão com uma estrutura em "vigas com efeito pênsil", outros ensaios deverão ser feitos, com técnica mais elabo-rada e com o modelo dimensionado segundo as leis de semelhança.<sup>3</sup>

A P Ê N D I C E

### CARREGAMENTO DE SIMULAÇÃO DO PÊSO PRÓPRIO.

Consideremos um carregamento transversal constituído por seis cargas  $P$ , e o esforço de tração  $T$  aplicado nas extremidades do cabo para equilibrar o sistema. A figura A-1 mostra esquematicamente a disposição do carregamento e a forma assumida pelo cabo. O peso próprio do cabo é desprezado.

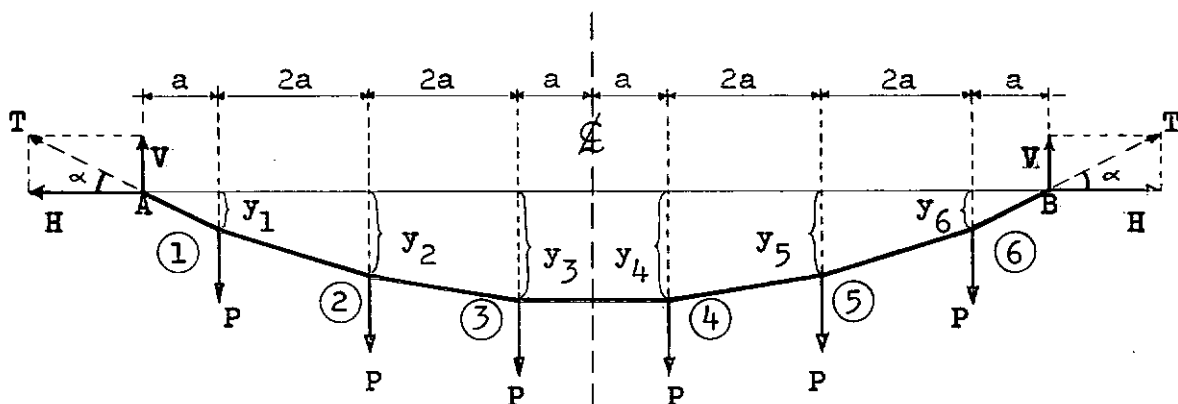


Figura A-1

Aplicando o Teorema Geral dos Cabos (ver [3] ),  
obtemos:

$$\begin{aligned}
 y_1 &= y_6 & M_1 &= M_6 = 3P \cdot a = H \cdot y_1 \\
 y_2 &= y_5 & M_2 &= M_5 = 7P \cdot a = H \cdot y_2 \\
 y_3 &= y_4 & M_3 &= M_4 = 9P \cdot a = H \cdot y_3
 \end{aligned}$$

Sendo  $V = 3P$ , podemos escrever

$$\frac{V}{H} = \operatorname{tg} \alpha = \frac{y_3}{3a}$$

Se arbitrarmos  $y_3 = 14,2 \text{ cm}$ , e sendo  $a = \frac{L}{12}$ ,  
ou seja,  $a \approx 41,7 \text{ cm}$ , resulta

$$\operatorname{tg} \alpha = 0,1135$$

$$y_1 = \frac{y_3}{3} \approx 4,7 \text{ cm}$$

$$y_2 = \frac{7}{9} \cdot y_3 \approx 11,0 \text{ cm}$$

$$H = \frac{V}{\operatorname{tg} \alpha} \approx 26,4 \text{ P}$$

$$T = \frac{V}{\operatorname{sen} \alpha} \approx 26,6 \text{ P}$$

Se tomarmos  $P = 1,25 \text{ t}$ , teremos  $T = 33,25 \text{ t}$  e  
 $H = 33,00 \text{ t}$ .

Resumindo:

$$y_1 = 4,7 \text{ cm}$$

$$y_2 = 11,0 \text{ cm}$$

$$y_3 = 14,2 \text{ cm}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = 0,1135$$

$$P = 1,25 \text{ t}$$

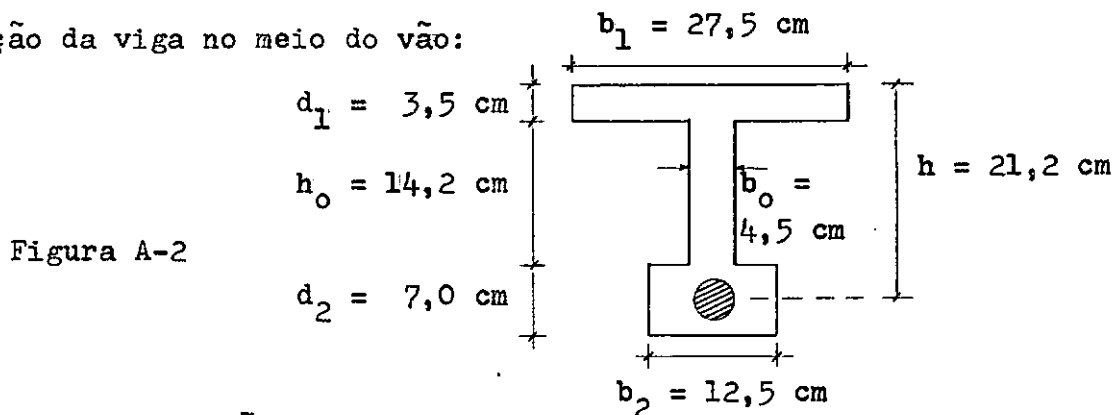
$$T = 33,25 \text{ t} = 26,6 \text{ P}$$

$$H = 33,00 \text{ t} = 26,4 \text{ P}$$

### MOMENTO DE RUTURA DA VIGA.

Conhecidas as características da seção da viga no meio do vão, a seção da armadura de tração, a solicitação inicial da armadura de tração, a curva tensão-deformação do aço e a resistência à compressão do concreto, pode-se calcular o momento de rutura da viga adotando-se hipóteses convenientes. De acordo com a teoria exposta no capítulo II, deve-se utilizar a teoria de segunda ordem, pois há um esforço longitudinal atuando sobre a viga.

Seção da viga no meio do vão:



Armadura de tração:

Cabo 12  $\emptyset$  7 mm

$S_a = 4,62 \text{ cm}^2$

$E_a = 2.000.000 \text{ kgf/cm}^2$

$\sigma_{at} = 14.000 \text{ kgf/cm}^2$

Curva tensão-deformação - Gráfico 16

Resistência à compressão do concreto:

Adotaremos uma resistência à compressão do concreto na ocasião do ensaio igual a  $400 \text{ kgf/cm}^2$ .

$\sigma_R = 400 \text{ kgf/cm}^2$  (sem coeficiente de redução)

### Solicitação inicial da armadura de tração:

Consideraremos como solicitação inicial da armadura de tração o valor  $H = 31.700$  kgf, aproximadamente igual ao valor de  $H_{med}$  no 5º estágio de leituras da 3ª fase do ensaio. O valor de  $D_1$  deveria ser 0,142 m, mas no 5º estágio da 3ª fase a relação  $H = Mg_1/D_1$  (equação (1)) conduz ao valor  $D_1 = 0,147$  m. Uma explicação para o fato pode ser uma indicação do valor de  $H$  menor do que o valor real, possivelmente por efeito de tempo nos extensômetros elétricos das células de carga do sistema de tração (cêrca de 40 dias sob carga). Poderíamos adotar o mesmo valor de  $D_1 = 0,142$  m e corrigir o valor de  $H$ , mas preferimos adotar o  $H$  indicado pelas células de carga e  $D_1 = 0,147$  m, sendo desprezível o êrro cometido.

Por um processo de tentativas determinaremos a posição da linha neutra, o esforço de tração no cabo e a resultante das tensões de compressão no concreto. Adotaremos a hipótese das seções planas e o diagrama simplificado retangular para as tensões de compressão no concreto, seguindo a orientação do Prof. Fernando Luiz Lobo B. Carneiro (ver [6]).

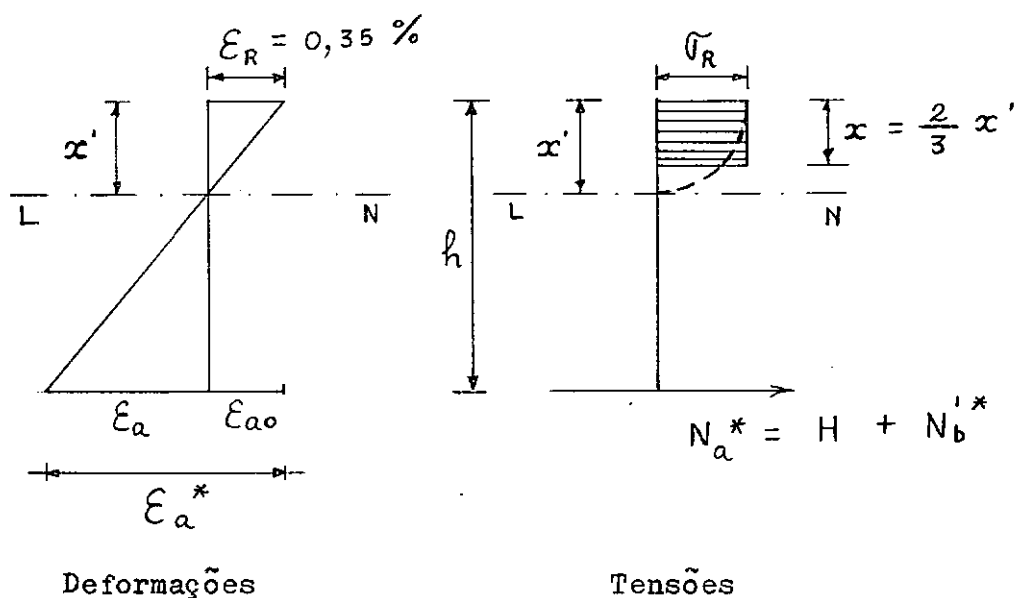


Figura A-3



1ª aproximação:

Tomemos  $\sigma_a^* = 0,9 \sigma_{at}$ ,

$\therefore \sigma_a^* = 12.600 \text{ kgf/cm}^2$

e  $N_a^* = \sigma_a^* \cdot S_a \approx 58.200 \text{ kgf}$

Da equação (6) tiramos  $N_b'^* = N_a^* - H$ ,

$\therefore x = \frac{N_b'^*}{b_1 \cdot \sigma_R} \approx 2,4 \text{ cm}$

$x' = \frac{3}{2} \cdot x \approx 3,6 \text{ cm}$

$\epsilon_a = \epsilon_R \cdot \frac{h - x'}{x'} \approx 1,71 \%$

$\epsilon_{ao} = \frac{H}{S_a \cdot E_a} \approx 0,34 \%$

$\epsilon_a^* = \epsilon_a + \epsilon_{ao} \approx 2,05 \%$

Do gráfico 16 tiramos, para  $\epsilon_a^* = 2,05 \%$ ,

$\sigma_a^* = 13.150 \text{ kgf/cm}^2$

2ª aproximação:

Procedendo análogamente, partindo de  $\sigma_a^* = 13.150 \text{ kgf/cm}^2$ , chegamos a  $\sigma_a^* = 13.000 \text{ kgf/cm}^2$ .

Adotando  $\sigma_a^* = 13.000 \text{ kgf/cm}^2$ , temos

$N_a^* = 60.000 \text{ kgf}$

$N_b'^* = 28.300 \text{ kgf}$

$$x = 2,6 \text{ cm}$$

$$x' = 3,9 \text{ cm}$$

$$z_u = 19,9 \text{ cm}$$

De acôrdo com a equação de equilíbrio (5),

$$M_{\text{tot}}^* = H ( D_1 + F_u ) + N_b'^* \cdot z_u$$

Consideraremos duas hipóteses de cálculo:

1<sup>a</sup> hipótese:

$$H = 31.700 \text{ kgf}$$

$$F_u = (\gamma_g - 1) D_1 \quad (\text{condição (9)})$$

2<sup>a</sup> hipótese:

$$H = H_{\text{med}} \quad \text{do ensaio}$$

$$F_u = \text{obtido do ensaio}$$

Com a 1<sup>a</sup> hipótese, se  $\gamma_g = 1,4$  e  $D_1 = 0,147 \text{ m}$ ,  
temos

$$F_u = 0,0588 \text{ m}$$

$$M_{\text{tot}}^* = 12.160 \text{ m.kgf}$$

$$N_b'^* \cdot z_u = 5.630 \text{ m.kgf}$$

Com a 2<sup>a</sup> hipótese obtemos os seguintes valores, comparados com os valores obtidos no ensaio:

29<sup>o</sup> estágio:  $F_u = 0,0822 \text{ m}$

$$M_{\text{tot}}^* = 12.910 \text{ m.kgf} \quad (13.210 \text{ m.kgf})$$

$$N_b'^* \cdot z_u = 5.520 \text{ m.kgf} \quad (5.820 \text{ m.kgf})$$

$$\begin{aligned}
 30^{\circ} \text{ estágio: } F_u &= 0,1015 \text{ m} \\
 M_{\text{tot}}^* &= 13.520 \text{ m.kgf} \quad (13.350 \text{ m.kgf}) \\
 N_b^{**} \cdot z_u &= 5.580 \text{ m.kgf} \quad (5.410 \text{ m.kgf})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 31^{\circ} \text{ estágio: } F_u &= 0,1074 \text{ m} \\
 M_{\text{tot}}^* &= 13.720 \text{ m.kgf} \quad (13.660 \text{ m.kgf}) \\
 N_b^{**} \cdot z_u &= 5.540 \text{ m.kgf} \quad (5.480 \text{ m.kgf})
 \end{aligned}$$

Fizemos o cálculo com a 2<sup>a</sup> hipótese para os estágios de leituras 29, 30 e 31 em virtude de ter sido trocada a célula de carga n<sup>o</sup> 3 entre o 29<sup>o</sup> e o 30<sup>o</sup> estágio, numa operação que alterou um pouco a forma do carregamento (proporção entre cargas). A influência da operação de substituição da célula de carga se pode notar pela diferença entre o valor de  $M_{\text{tot}}^*$  calculado com a 2<sup>a</sup> hipótese e o valor obtido do ensaio, que passou de negativa no 29<sup>o</sup> estágio a positiva no 30<sup>o</sup> e no 31<sup>o</sup> estágios.

O cálculo realizado mostra que a hipótese das seções planas e a adoção do diagrama simplificado retangular para as tensões de compressão no concreto com  $x = \frac{2}{3} x'$  conduz a um momento de rutura praticamente igual ao obtido no ensaio, usando-se a flecha fornecida pelo ensaio.

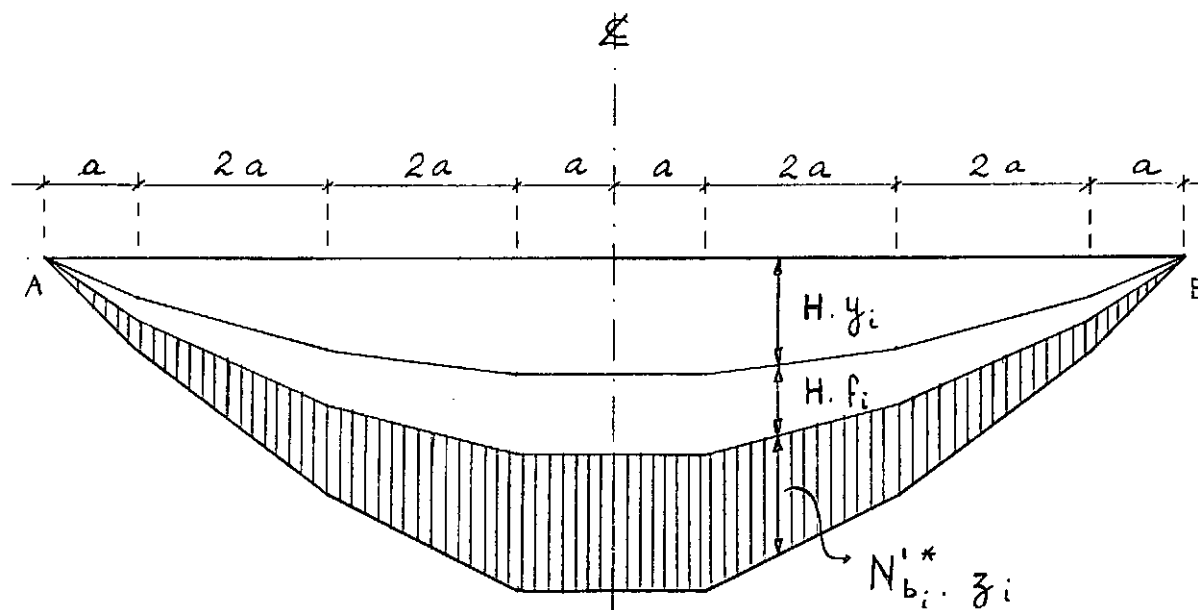


Diagrama de Momentos Flectores

Figura A-4

ESFÔRÇO CORTANTE.

A equação (12) pode ser escrita sob a forma

$$T_b^* + T_a^* = T_{tot}^* - N_a^* \cdot \sin(\varphi + \theta) + N_b^{*'} \cdot \sin \psi$$

Com  $\varphi \approx \arctg 0,11$ ,  $\theta$  determinado graficamente,  
 $z = 0,9 h$ , e  $\psi \approx \theta$ , obtemos

$$T_b^* + T_a^* = 4.490 \text{ kgf} \quad \text{para } x = 10,0 \text{ cm}$$

$$T_b^* + T_a^* = 3.270 \text{ kgf} \quad \text{para } x \approx 41,7 \text{ cm}$$

Adotando as recomendações do C.E.B., segundo comentários do Prof. Fernando Luiz Lobo B. Carneiro em [7], temos:

$$Q_R = Q_c + Q_a$$

$$Q_c = b_o \cdot h (0,5 \sqrt{f_R})$$

$$Q_a = f_{e.tr} \cdot S_{tr} \cdot \frac{z}{t}$$

A armadura transversal é constituída no trecho considerado por 4 ramos de estribo de 3,4 mm com espaçamento  $t = 5 \text{ cm}$  e aço CA-60. O cálculo conduz a

$$Q_c + Q_a = 4.150 \text{ kgf} \quad \text{para } x = 10,0 \text{ cm}$$

$$Q_c + Q_a = 4.610 \text{ kgf} \quad \text{para } x \approx 41,7 \text{ cm}$$

O esforço cortante que provocaria a rutura por esmagamento das bielas comprimidas de concreto é

$$Q_b = b_o \cdot h ( 2,5 \sqrt{f_R} ) , e$$

$$Q_b = 5.060 \text{ kgf} \quad \text{para } x = 10,0 \text{ cm}$$

$$Q_b = 7.310 \text{ kgf} \quad \text{para } x \approx 41,7 \text{ cm}$$

### FLECHA NO MEIO DO VÃO E ROTAÇÃO NO APOIO.

Calcularemos a flecha no meio do vão e a rotação no apoio usando o método dos momentos estáticos das áreas.

Para se aplicar o método dos momentos estáticos das áreas a uma viga com inércia variável, como é o nosso caso, pode-se considerar a viga com inércia constante e tomar um diagrama de momentos fletores modificado, multiplicando-se a ordenada de cada ponto pela relação  $J / J_i$ , onde  $J$  é o momento de inércia adotado e  $J_i$  o momento de inércia da seção naquele ponto (ver [8]).

As características da seção transversal da viga nos pontos ①, ② e ③ são:

$$V_1^1 = 7,1 \text{ cm} \quad V_1^2 = 10,4 \text{ cm} \quad V_1^3 = 12,1 \text{ cm}$$

$$V_2^1 = 8,1 \text{ cm} \quad V_2^2 = 11,1 \text{ cm} \quad V_2^3 = 12,6 \text{ cm}$$

$$J_1^m = 6.060 \text{ cm}^4 \quad J_2 = 15.470 \text{ cm}^4 \quad J_3 = 22.290 \text{ cm}^4$$

onde  $V_1^i$  e  $V_2^i$  são as distâncias das fibras mais afastadas ao centro de gravidade da seção homogeneizada, com  $n = E_a/E_c = 8$ , e  $J_1^m$  é um valor médio pois no ponto ① as seções à esquerda e à direita são diferentes.

Para o cálculo do momento fletor líquido (absorvido pela viga) consideraremos duas hipóteses:

$$1^{\text{a}} \text{ hipótese: } M_f^{i1} = M_{\text{tot}}^i - H_{\text{med}} \cdot y_i$$

$$2^{\text{a}} \text{ hipótese: } M_f^{i2} = M_{\text{tot}}^i - H_{\text{med}} (y_i + f_i)$$

onde  $M_f^{ij}$  é o momento fletor líquido no ponto i, relativo à hipótese j,  $M_{tot}^i$  é o momento fletor no ponto i relativo ao carregamento total, para uma viga simplesmente apoiada,  $y_i$  é a flecha inicial do cabo no ponto i,  $f_i$  é a flecha da viga no ponto i e  $H_{med}$  já foi definido anteriormente.

Adotando o momento de inércia  $J_3 = 22.290 \text{ cm}^4$ , teremos

$$\frac{J_3}{J_1} = 3,68 \qquad \frac{J_3}{J_2} = 1,44$$

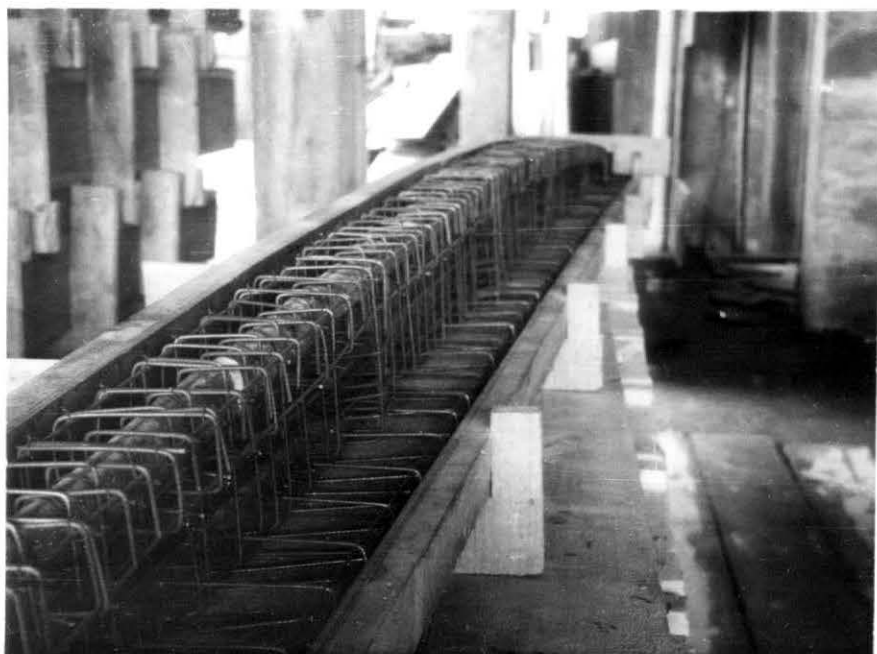
e os momentos fletores equivalentes serão  $M_{fe}^{ij} = M_f^{ij} \cdot \frac{J_3}{J_i}$

O cálculo conduz aos seguintes resultados, comparados com os valores obtidos do ensaio:

	$f_3^1$ cm	$f_3^2$ cm	$f_3^e$ cm	$\theta_A^1$ seg	$\theta_A^2$ seg	$\theta_A^e$ seg
9º estágio	0,95	0,80	0,90	1.434	1.192	1.502
10º estágio	1,10	0,90	1,07	1.660	1.347	1.784

Admitimos, para simplificar os cálculos, que no diagrama de momentos fletores equivalentes a variação seja linear nos trechos A-1, 1-2 e 2-3.

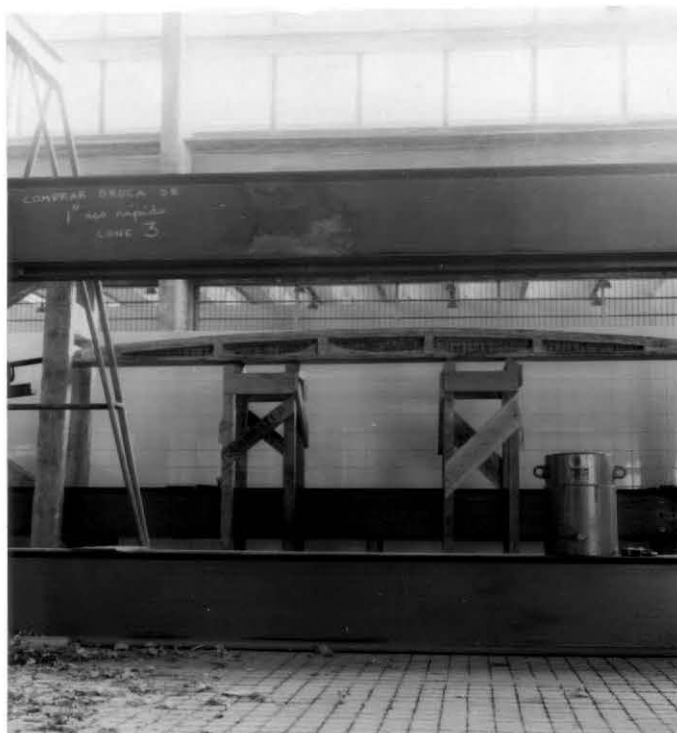




FOTOGRAFIA 1 - Detalhe da armadura.



FOTOGRAFIA 2 - Detalhe da armadura.



FOTOGRAFIA 3 - Aspecto da viga com o defeito de concretagem na alma.



FOTOGRAFIA 4 - Detalhe da falha da concretagem.



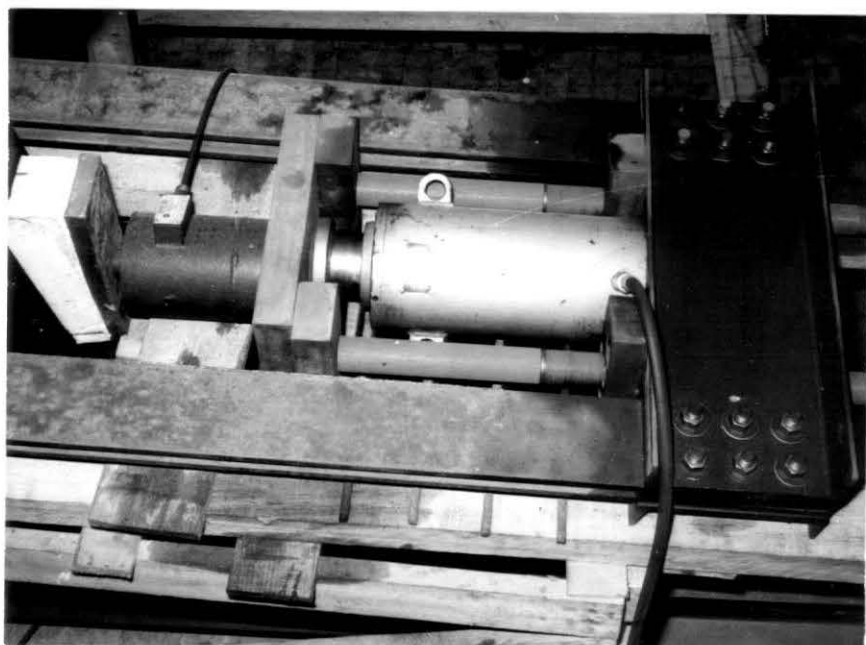
FOTOGRAFIA 5 - Aspecto da re-  
concretagem da alma da viga.



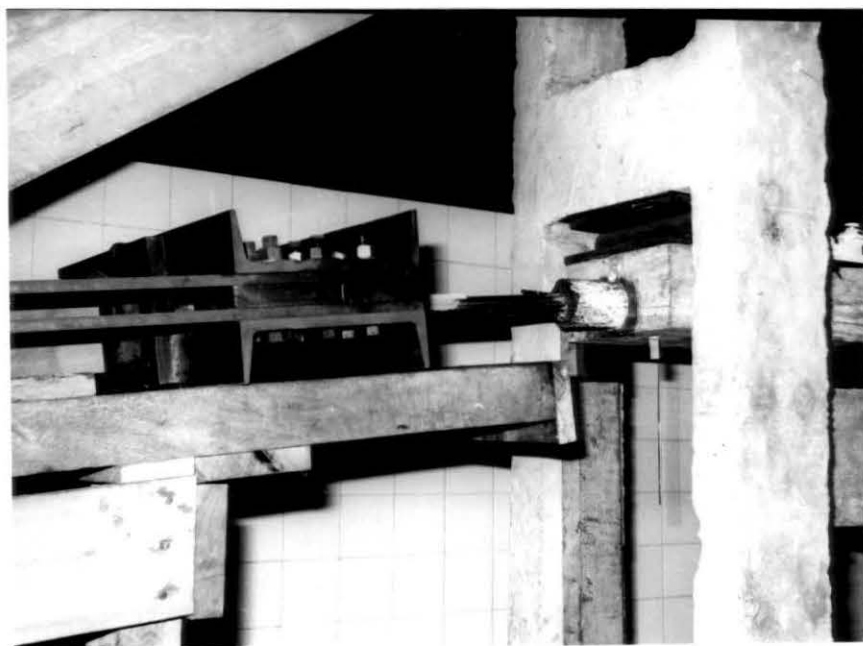
FOTOGRAFIA 6 - Visão parcial da  
estrutura de ensaio.



FOTOGRAFIA 7 - Dispositivo de tração e visão parcial da viga.



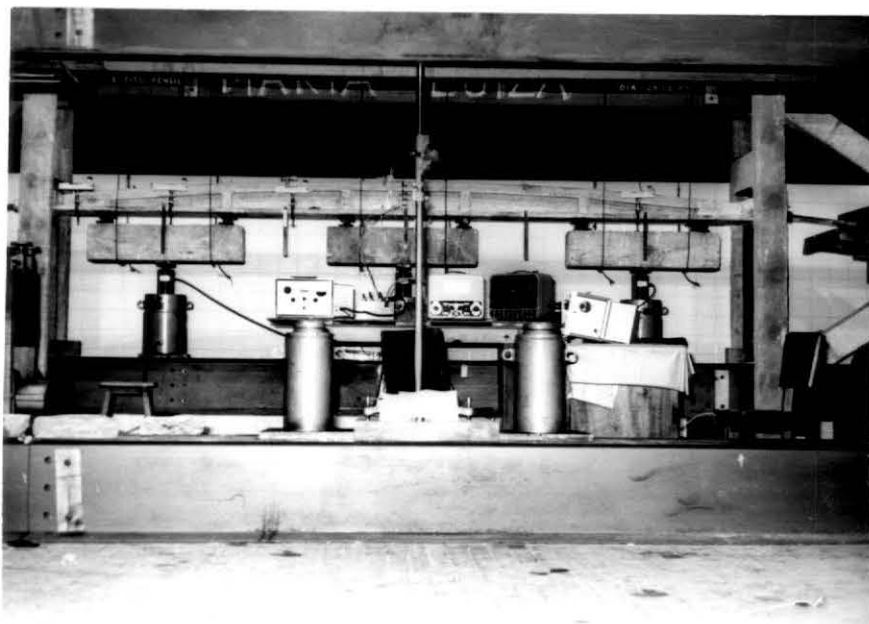
FOTOGRAFIA 8 - Detalhe do dispositivo de tração.



FOTOGRAFIA 9 - Detalhe da  
ancoragem com Colma-Fix.



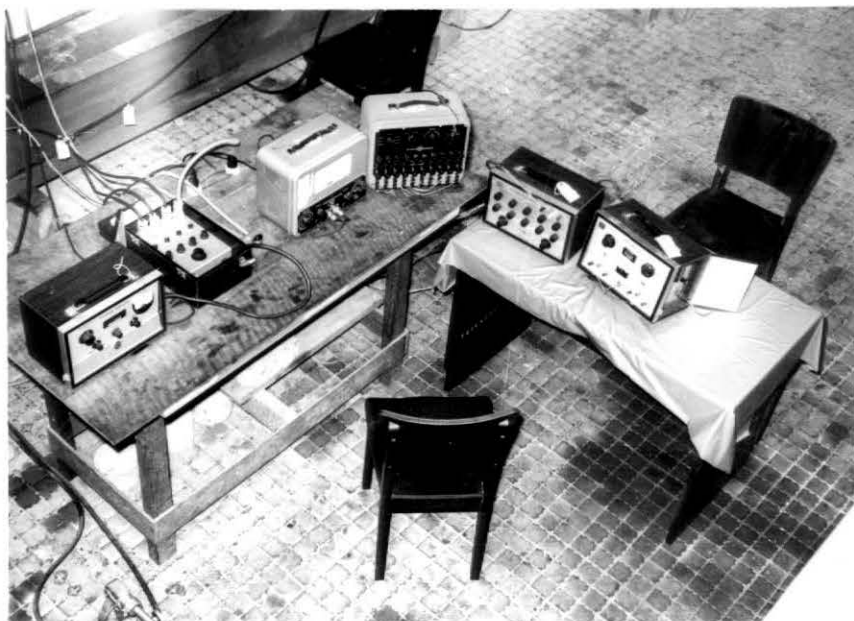
FOTOGRAFIA 10 - Detalhe dos  
parafusos de ancoragem.



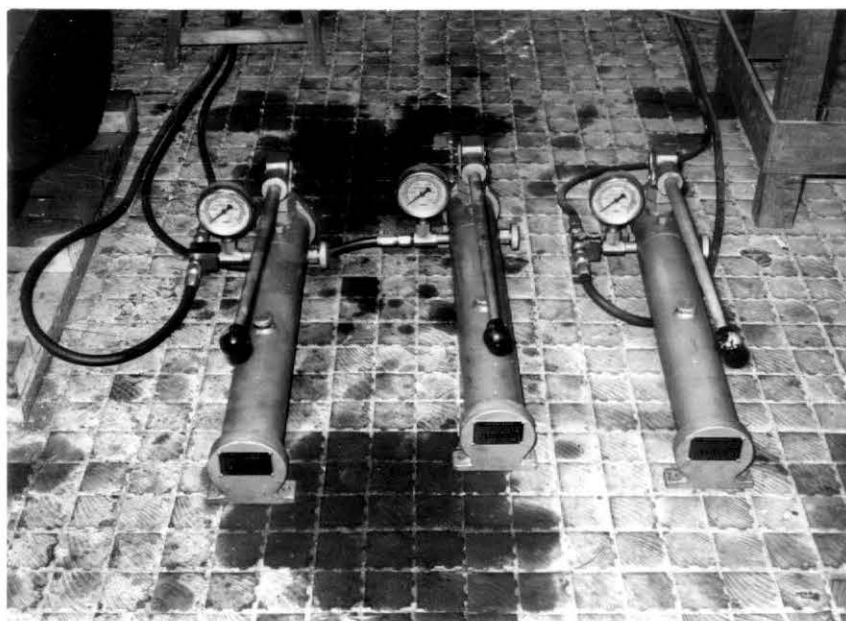
FOTOGRAFIA 11 - Visão geral.  
Segunda fase do ensaio.



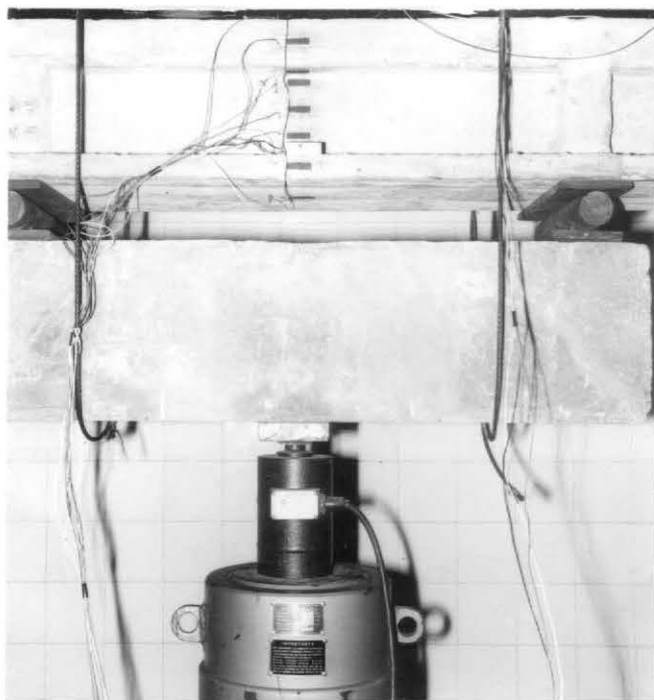
FOTOGRAFIA 12 - Detalhes diversos.



FOTOGRAFIA 13 - Aparelhagem  
de leitura.



FOTOGRAFIA 14 - Bombas hidráulicas  
manuais utilizadas.



FOTOGRAFIA 15 - Detalhes diversos.

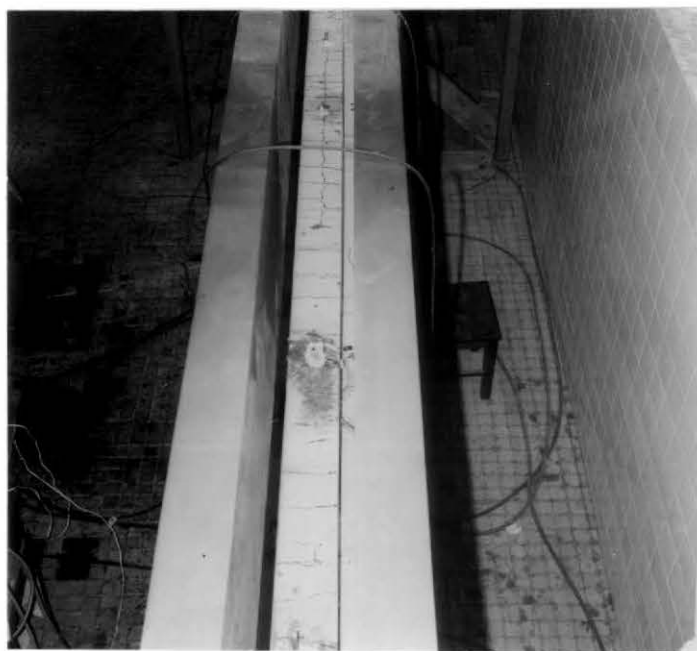


FOTOGRAFIA 16 - Visão geral.  
Terceira fase do ensaio.

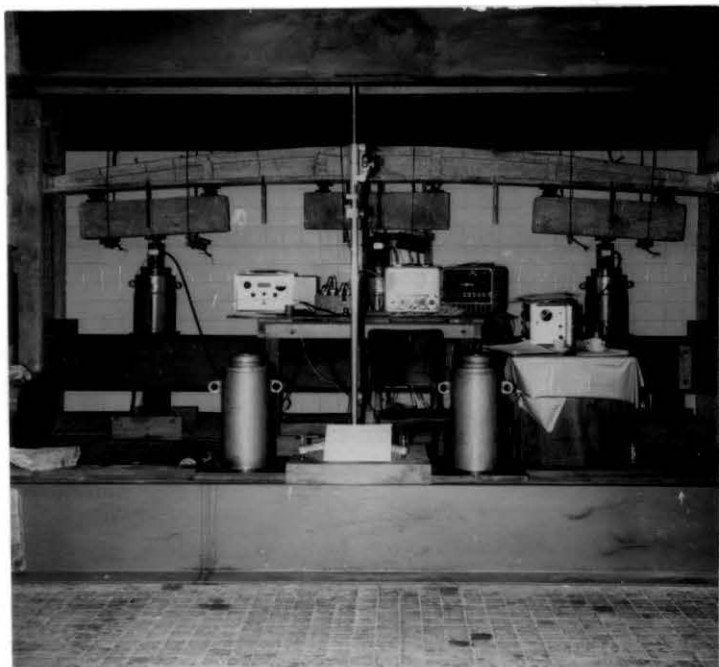




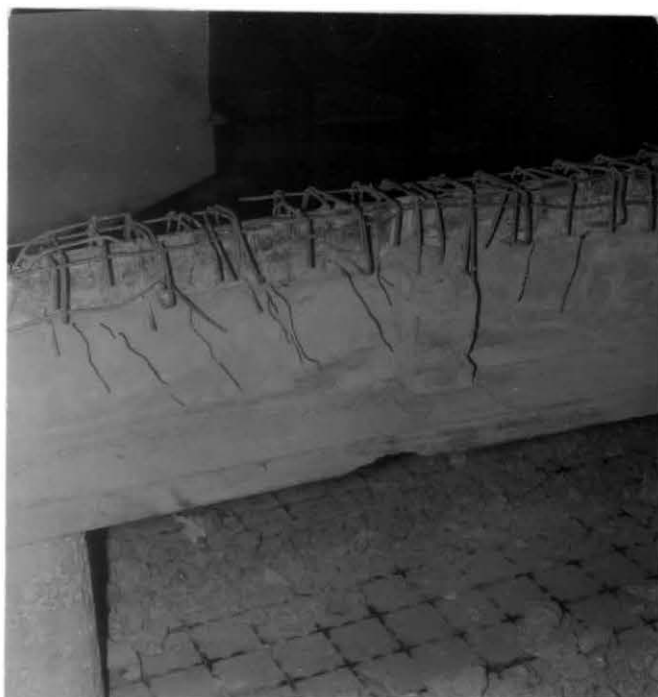
FOTOGRAFIA 17 - Detalhe das fissu  
ras, evidenciadas com tinta, após  
a ruptura.



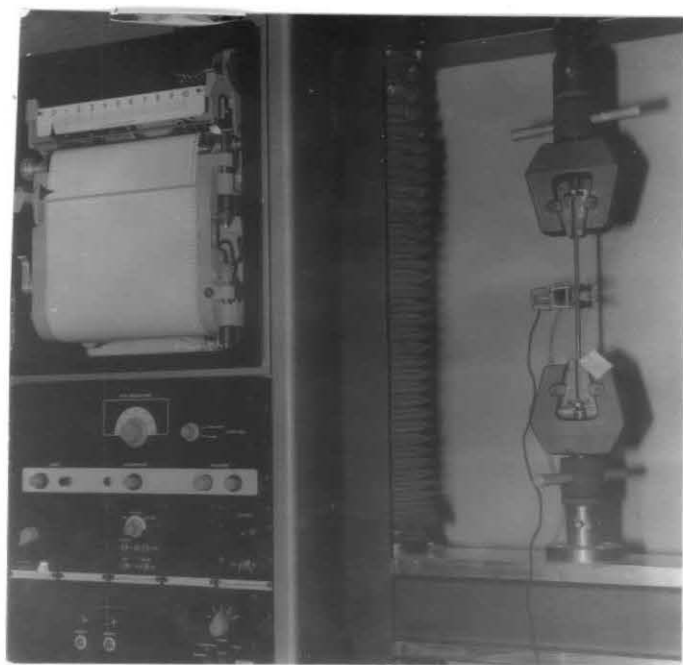
FOTOGRAFIA 18 - Detalhe das  
fissuras, vista superior.



FOTOGRAFIA 19 - Viga na  
terceira fase do ensaio.



FOTOGRAFIA 20 - Detalhe da viga  
destruída para se retirar o ca-  
bo. Vê-se a região onde se deu  
o esmagamento do concreto.



FOTOGRAFIA 21 - Ensaio de fios  
de aço na Instron.

# B I B L I O G R A F I A

- [1] NORONHA F<sup>o</sup>, Antônio Alves de - Longer Spans in Concrete Bridges - (a ser publicado)
- [2] NORONHA F<sup>o</sup>, Antônio Alves de; DIAZ, Ernani - A Viga com Efeito Pênsil - Revista do Clube de Engenharia - Série C Vol. 3 - N<sup>o</sup> 370/373 - jul./out. 1967
- [3] WILBUR, John Benson; NORRIS, Charles Head - Elementary Structural Analysis - Mc. Graw-Hill Book Company, Inc.
- [4] C.E.B. - Récommandations du Comité Européen du Béton
- [5] TIMOSHENKO, Stephen P.; GERE, James M. - Theory of Elastic Stability - Mc. Graw-Hill Book Company, Inc.
- [6] CARNEIRO, Fernando Luiz Lobo B. - Comentários sobre a Norma Brasileira P-NB 116 (Cálculo e Execução de Obras de Concreto Protendido) - Estrutura - Ano 7 - Vol. 12 N<sup>o</sup> 51 - 1963
- [7] CARNEIRO, Fernando Luiz Lobo B. - Resistência ao Esforço Cortante no Concreto Armado e Protendido - Associação Brasileira de Normas Técnicas - 1964
- [8] TIMOSHENKO, Stephen P. - Resistência dos Materiais - Vol. 1 e 2 - Ao Livro Técnico S.A. - 1966
- [9] PARCEL, John I.; MOORMAN, Robert B. B. - Analysis of Statically Indeterminate Structures - John Wiley and Sons - 1965

- [10] ABELES, Paul W. - Introduction to Prestressed Concrete  
Vol. I - Concrete Publication Limited - 60 - Buckingham  
Gate - London
- [11] ROCHA, Manuel - Técnicas de Estudo de Estruturas sôbre  
Modêlos - Alguns Progressos Recentes - Estrutura - Ano  
11, Vol. 16 - N<sup>o</sup> 62 - 1968
- [12] MASON, Jayme; VELLOSO, Dirceu de Alencar - Ensaio em  
Modêlo Reduzido de uma Cobertura Poliédrica - Estrutura  
Ano 7, Vol. 12 - N<sup>o</sup> 51 - 1963
- [13] MATTOCK, Allan H. - Structural Model Testing - Theory  
and Applications - Portland Cement Association  
Development Department - Bulletin D56
- [14] ROCHA, Aderson Moreira da - Curso Prático de Concreto Ar-  
mado - Vol. V - Editôra Científica - 1964